



FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO



LABORATÓRIO NACIONAL
DE ENGENHARIA CIVIL

ESTUDOS SOBRE MÉTODOS NÃO DESTRUTIVOS DE CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA VIA- FÉRREA COM DIVERSOS TIPOS DE FUNDAÇÃO

VIVIANA CORREIA RIBEIRO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor Eduardo Manuel Cabrita Fortunato

Coorientador: Doutor André Luís Marques Paixão

JULHO DE 2015

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2014/2015

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2012/2013 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Dissertação elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) no âmbito do Protocolo de Cooperação entre estas duas entidades

Aos meus avôs

*Depois de termos conseguido subir a uma grande montanha,
só descobrimos que existem ainda mais grandes montanhas para subir.*

Nelson Mandela

AGRADECIMENTOS

A realização desta dissertação não teria sido possível sem a ajuda de algumas pessoas. A todos eles, dedico estas palavras de apreço.

Ao meu orientador, Prof. Doutor Eduardo Fortunato pela disponibilidade, aconselhamento e ajudas prestadas.

Ao meu coorientador, Doutor André Paixão, pela sua paciência, pelo tempo despendido e pelos seus ensinamentos. Foram sem dúvida essenciais para a concretização desta dissertação.

Ao Conselho Diretivo do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, pelo acolhimento e meios concedidos.

À empresa Mota-Engil por ter disponibilizado o local de ensaios no Poceirão.

À Doutora Cristina Alves Ribeiro pela gentileza em ceder o modelo de cálculo.

Ao Técnico Superior Rui Coelho pela disponibilidade para a realização dos ensaios e pela sua boa disposição no dia-a-dia.

Ao meu irmão, Alexandre, à Rita, à Beatriz e à Inês por me terem acolhido durante 4 meses. A eles agradeço profundamente por tudo que me proporcionaram para tornar a minha estadia melhor.

À Céu Rodrigues e ao Mário Kong pela paciência e ajuda prestada nos últimos momentos.

À minha família e especialmente aos meus pais pelos seus ensinamentos, carinho, atenção e paciência que tiveram ao longo da minha vida. Agradeço por tudo e por me terem dado a possibilidade de realizar este curso.

Por último, agradeço a todos os meus colegas de curso que me acompanharam ao longo destes 5 anos por todo o seu companheirismo e pelas suas palavras de incentivo. A eles desejo toda a sorte do mundo para esta nova etapa.

RESUMO

Neste trabalho pretende-se analisar a variação da resposta dinâmica da via-férrea balastrada através da interpretação de curvas de recetância, quando se faz variar as características da estrutura e as condições de ensaio.

Numa primeira fase foram realizados ensaios numa via-férrea antiga e posteriormente ensaiou-se um modelo físico à escala real. São apresentadas as condições de ensaio e os resultados obtidos nas diversas situações.

A segunda etapa consistiu na modelação numérica tridimensional do ensaio de recetância sobre a via-férrea recorrendo ao programa comercial LS-DYNA. Estudou-se a influência das características físicas e mecânicas das camadas do modelo na resposta dinâmica da estrutura. Em particular, foi analisado o efeito das dimensões do modelo e da variação do módulo de deformabilidade e dos coeficientes de amortecimento das camadas de apoio da via. Posteriormente procedeu-se à calibração do modelo numérico recorrendo a curvas de recetância obtidas em campo.

Por último, recorreu-se à modelação numérica para avaliar a resposta da estrutura em termos de recetância, quando se consideraram algumas soluções estruturais não tradicionais de via-férrea balastrada, nomeadamente a utilização de sub-balastro betuminoso e o reforço da fundação, quer com solo-cimento quer com elementos do tipo estaca.

PALAVRAS-CHAVE: Via-férrea, comportamento dinâmico, recetância, modelação física, modelação tridimensional.

ABSTRACT

The research presented in this thesis aimed to analyse the variation of the dynamic response of the ballasted tracks by interpreting receptance curves resulting of the variation of the characteristics of the structure and of the test conditions.

Initially tests were carried out on an old railway and then tested on a full-scale physical model. Test conditions and the results of the diverse situations are presented.

The second stage consisted of three-dimensional numerical modelling of the assay on the receptance on the railway using the commercial program LS-DYNA. The influence of the physical and mechanical characteristics of the layers of the model on the dynamic response of the structure was studied. In particular, the effect of the dimensions of the model and of the variation of the deformability modulus and damping coefficients of the support layers of the track were analysed. Afterwards the calibration of the numerical model was carried out using the receptance curves obtained in the field.

Finally, numerical modelling was recourse to assess the response of the structure in terms of receptance, when some non-traditional structural solutions of ballasted track were considered, in particular the use of bituminous sub-ballast and the enhancement of the foundation, either with soil-cement or with stake type elements.

KEYWORDS: Railways, dynamic behaviour, receptance, physical modelling, three-dimensional modelling.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Enquadramento.....	1
1.2. Objetivos.....	1
1.3. Organização do trabalho	1

2. ESTRUTURA E COMPORTAMENTO DA VIA FÉRREA BALASTRADA	3
2.1. Introdução.....	3
2.2. Constituição da estrutura da via-férrea	3
2.2.1. Carris.....	4
2.2.2. Elementos de fixação e de apoio	5
2.2.3. Travessas	5
2.2.4. Camada de Balastro.....	6
2.2.5. Camada de Sub-balastro.....	7
2.2.6. Fundação.....	7
2.3. Mecanismos de degradação da via	7
2.4. A importância da rigidez vertical da via.....	8
2.5. Métodos de caracterização da via-férrea – Avaliação da Rigidez.....	9

3. A RECETÂNCIA DA VIA-FÉRREA	13
3.1. Introdução.....	13
3.2. Gamas de Frequência.....	13
3.3. Modos de Vibração	14
3.4. Ensaio de recetância.....	16

4. METODOLOGIA E RESULTADOS DOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS	19
4.1. Introdução	19
4.2. Ensaio na Via-férrea	19
4.2.1. Descrição dos Ensaio	19
4.2.2. Análise da Qualidade dos Resultados Obtidos	21
4.2.3. Análise dos Resultados	23
4.3. Ensaio em Laboratório no Modelo Físico	27
4.4. Comparação dos Resultados Obtidos na Via-férrea com os Obtidos no Modelo Físico	29
 5. MODELAÇÃO NUMÉRICA DOS ENSAIOS DE RECETÂNCIA NA VIA-FÉRREA	31
5.1. Introdução	31
5.2. Aspectos gerais do modelo numérico	31
5.3. Análise da influência das condições de fronteira do modelo	35
5.4. Análise da influência dos parâmetros mecânicos na resposta do modelo	39
5.5. Calibração do modelo Tridimensional	50
 6. MODELAÇÃO DE DIVERSAS CONCEÇÕES ESTRUTURAIS DA SUBESTRUTURA DA VIA-FÉRREA	55
6.1. Introdução	55
6.2. Via-férrea balastrada com utilização de sub-balastro betuminoso	55
6.3. Subestrutura da via construída com Solo-cimento	57
6.4. Reforço da fundação da via-férrea através de estacas	58
 7. CONSIDERAÇÕES FINAIS	61
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	63

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1.- Esquema estrutural da via balastrada: a) Perfil Longitudinal; b) Perfil Transversal (adaptado de Fortunato, 2005).....	4
Fig. 2.2.- Carril UIC 60	5
Fig. 2.3.-Exemplos de elementos de fixação e de apoio: (a) sistema de fixação; (b) palmilha do carril	5
Fig. 2.4.- Exemplo de travessas de betão do tipo: (a) monobloco (Fonte: http://www.thosti.com.de/rail-sleeper-know-how.html); (b) bi-bloco (Fonte: http://www.rmweb.co.uk/community/index.php?/topic/39452-block-and-beam-track/).....	6
Fig. 2.5.- Esquema de cálculo da rigidez vertical da via (Teixeira, 2003).....	9
Fig. 2.6.- Track Loading Vehicle: (a) Esquema de um corte transversal (Berggren, 2009) (b) Utilização do equipamento (Chaar e Berg, 2006).....	10
Fig. 2.7.- Sistema de medição do RSMV (adaptado de Berggren, 2009).....	11
Fig. 3.1.- Modo de vibração correspondente à frequência global da via (adaptado de De Man, 2002)	14
Fig. 3.2.- Modo de vibração correspondente à vibração de antirressonância das travessas (adaptado de De Man, 2002)	14
Fig. 3.3.- Modo de vibração correspondente à vibração dos carris sobre as palmilhas (adaptado de De Man, 2002)	15
Fig. 3.4.- Modo de vibração correspondente à frequência isolada do carril (adaptado de De Man, 2002)	15
Fig. 3.5.- Identificação das principais frequências de ressonância em funções de recetância obtidas no carril por aplicação da solicitação no apoio e no vão entre travessas (Alves Ribeiro, 2012)	17
Fig. 4.1. – Aspetos do ensaio de recetância: (a) martelo de impulsos; (b) aspeto geral do ensaio; (c) secções ensaiadas (S1 (secção à esquerda) S2 (secção central) e S3 (secção à direita)) ; (d) pormenor da localização dos acelerómetros.....	20
Fig. 4.2.- Exemplo de resultados de ensaios de recetância: (a) curvas obtidas em diversos impulsos; (b) curva média.	21
Fig. 4.3.- Gráficos de coerência obtidos para cada secção em função do tipo de cabeça de impacto: (a), (c) e (e) utilizando a cabeça de impacto rígida; (b), (d) e (f) utilizando a cabeça de impacto flexível...	22
Fig. 4.4.- Influência na recetância da localização da secção em análise: (a) e (c) utilizando a cabeça de impacto rígida; (b) e (d) utilizando a cabeça de impacto flexível.....	24
Fig. 4.5.- Influência na recetância da rigidez da cabeça de impacto: (a), (c) e (e) curvas obtidas pelo acelerómetro localizado no carril; (b), (d) e (f) curvas obtidas pelo acelerómetro localizado na travessa.	25
Fig. 4.6.- Influência na recetância do local da estrutura onde se avalia a respetiva resposta: (a), (c) e (e) utilizando a cabeça de impacto rígida; (b) (d) e (f) utilizando a cabeça de impacto flexível.....	26
Fig. 4.7.- Modelo físico construído no LNEC: (a) Secção 1 (zona do carril à esquerda) e Secção 2 (zona do carril à direita); (b) disposição dos acelerómetros na Secção 2.....	27

Fig. 4.8.- Coerência obtida nos ensaios em laboratório: (a) Secção 1; (b) Secção 2	28
Fig. 4.9.- Influência na recetância da localização da secção em análise: (a) carril; (b) travessa	29
Fig. 4.10.- Influência na recetância do local da estrutura onde se avalia a respetiva resposta: (a) Secção 1; (b) Secção 2	29
Fig. 5.1.- (a) Curva de recetância para diferentes tempos de integração (b) Curvas de Impulso em função do tempo de integração	33
Fig. 5.2.- Modelo de referência: (a) perfil longitudinal; (b) aspeto tridimensional.....	34
Fig. 5.3.- Curvas de recetância dos modelos com distintas configurações: (a) 12 travessas; (b) 20 travessas; (c) 30 travessas; e (d) 40 travessas	37
Fig. 5.4.- Curvas de recetância dos modelos com distintas configurações: (a) HS=2 m e HFUND=2 m; (b) HS=2 m e HFUND=3 m; (c) HS=2 m e HFUND=4 m; (d) HS=3 m e HFUND=4 m; e (e) HS=3 m e HFUND=5 m	38
Fig. 5.5.- Influência do módulo de deformabilidade do balastro (cálculos M21, M22 e M23)	40
Fig. 5.6.- Influência do parâmetro β do balastro (cálculos M21, M24).....	41
Fig. 5.7.- Influência do parâmetro α do balastro (cálculos M21, M25 e M26).....	41
Fig. 5.8.- Influência do módulo de deformabilidade do sub-balastro (cálculos M21, M27 e M28)	42
Fig. 5.9.- Influência do parâmetro β do sub-balastro (cálculos M21, M29)	42
Fig. 5.10.- Influência do parâmetro α do sub-balastro (cálculos M21, M30 e M31)	43
Fig. 5.11.- Influência do módulo de deformabilidade do coroamento (cálculos M21, M32 e M33).....	43
Fig. 5.12.- Influência do parâmetro β do coroamento (cálculos M21, M34).....	44
Fig. 5.13.- Influência do parâmetro α do coroamento (cálculos M21, M35 e M36).....	44
Fig. 5.14.- Influência do módulo de deformabilidade do aterro (cálculos M21, M37 e M38)	45
Fig. 5.15.- Influência do parâmetro β do aterro (cálculos M21, M39)	45
Fig. 5.16.- Influência do parâmetro α do aterro (cálculos M21, M40 e M41)	46
Fig. 5.17.- Influência do módulo de deformabilidade da fundação (cálculos M21, M42 e M43)	46
Fig. 5.18.- Influência do parâmetro β da fundação (cálculos M21, M44).....	47
Fig. 5.19.- Influência do parâmetro α da fundação (cálculos M21, M45 e M46)	47
Fig. 5.20.- Evolução das curvas de recetância para os diferentes módulos de deformabilidade (M21, M47, M48)	49
Fig. 5.21.- Evolução das curvas de recetância para os diferentes coeficientes de amortecimento β (M21 e M49)	49
Fig. 5.22.- Evolução das curvas de recetância para os diferentes coeficientes de amortecimento α (M21, M50 e M51).....	50
Fig. 5.23.- Curva de recetância experimental e curvas de recetância do modelo tridimensional (antes e após calibração).....	52
Fig. 5.24.- Modelo numérico tridimensional MB	52

Fig. 6.1.- Perfil tipo de via italiana balastrada para alta velocidade com sub-balastro betuminoso (adaptado de López Pita et al., 2006)	56
Fig. 6.2.- Comparação das curvas de recetância de uma via balastrada convencional (MB) com soluções que incorporam camadas de sub-balastro betuminoso	57
Fig. 6.3.- Curvas de recetância de uma via balastrada tradicional e com subestrutura de solos tratados com cimento	58
Fig. 6.4.- Cenários para a modelação de uma fundação reforçada através de estacas (círculos a azul) e identificação do ponto de aplicação do impulso do ensaio de recetância (círculo a vermelho)).....	59
Fig. 6.5.- Curvas de recetância de uma via balastrada com fundação reforçada através das estacas: (a) para baixas, médias e altas frequências (b) para baixas e médias-baixas frequências.....	60

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1- Gama de frequências de excitação de diversos elementos da via (adaptado De Man, 2002)	14
Tabela 5.1.- Parâmetros admitidos para o carril e travessas	35
Tabela 5.2.- Espessuras atribuídas às camadas para o estudo das condições de fronteira	35
Tabela 5.3.- Características mecânicas dos diversos elementos para o estudo das condições de fronteira	36
Tabela 5.4.- Estudo das condições de fronteira	36
Tabela 5.5.- Parâmetros (H, Densidade, Coeficiente de Poisson)	39
Tabela 5.6.- Parâmetros utilizados nos modelos calculados	40
Tabela 5.7.- Influência qualitativa das características mecânicas das camadas na curva de recetância	48
Tabela 5.8.- Características mecânicas iniciais do modelo (Alves Ribeiro et al., 2015; Paixão, 2014) ..	51
Tabela 5.9.- Espessuras atribuídas ao modelo MB	51
Tabela 5.10.- Características calibradas para o modelo MB	53
Tabela 6.1.- Características da camada de sub-balastro betuminoso	56
Tabela 6.2. - Características da camada de aterro tratado com agregado de cimento	58
Tabela 6.3.- Características das estacas executadas por “soil mixing”	59

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

O caminho-de-ferro tem a sua génese na segunda metade do séc. XIX, ao longo do qual foram construídas muitas linhas. Durante o século XX as ferrovias entraram em decadência, em particular devido ao aparecimento dos transportes rodoviário e aéreo. No entanto, após a II Guerra Mundial, com a construção da primeira linha de alta velocidade no Japão, abriu-se uma nova era para o transporte ferroviário. Nos últimos anos tem-se assistido à construção de muitas linhas e à reabilitação de linhas antigas, essencialmente na Europa e na Ásia.

A circulação a velocidades elevadas, as importantes cargas por eixo e os exigentes requisitos de qualidade e segurança impostos ao transporte ferroviário têm exigido que a comunidade técnico-científica estude em profundidade todos os subsistemas do sistema ferroviário, em particular a via-férrea.

De facto, nos últimos anos tem havido um maior interesse pelo estudo dos materiais e do comportamento da superestrutura e da subestrutura da via, em particular dos geomateriais que constituem as camadas de apoio, como o balastro e o sub-balastro, e da respetiva fundação.

Um dos aspetos essenciais do comportamento estrutural da via é a sua rigidez dinâmica vertical, a qual pode ser avaliada de diversas formas. Alguns autores têm procedido a essa avaliação através da interpretação de curvas de recetância. Apesar de, na sua essência, este método ser relativamente simples de aplicar, o tratamento dos dados e a produção de informação útil a partir dos mesmos é ainda relativamente difícil, pelo que a sua aplicação está ainda no domínio da investigação.

1.2. OBJETIVO

Neste trabalho pretende-se analisar a variação da resposta dinâmica da via-férrea balastrada através da interpretação de curvas de recetância, quando se faz variar as características da estrutura e as condições de ensaio.

1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Esta dissertação está dividida em 7 capítulos. O presente capítulo é o primeiro, no qual se faz um enquadramento geral do tema e são expostos os principais objetivos.

O segundo capítulo tem como objetivo apresentar a estrutura da via-férrea balastrada. São ainda referidos os mecanismos de degradação da via, a importância da sua rigidez vertical e os métodos para a respetiva avaliação.

O terceiro capítulo apresenta alguns aspetos do comportamento dinâmico da via-férrea e faz referência ao ensaio de recetância, como método para avaliação da rigidez dinâmica vertical da estrutura.

No quarto capítulo são descritos os ensaios de recetância realizados, nomeadamente os locais, os equipamentos utilizados e os procedimentos seguidos. São ainda apresentados e discutidos os resultados obtidos.

No quinto capítulo desenvolvem-se alguns estudos paramétricos recorrendo a um modelo numérico tridimensional da via-férrea para analisar a variação da curva de recetância. Procede-se ainda à calibração desse modelo recorrendo as curvas obtidas em ensaios.

No sexto capítulo apresenta-se a modelação numérica levada a cabo para avaliar a resposta da estrutura em termos de recetância, quando se consideraram algumas soluções estruturais não tradicionais de via-férrea balastrada, nomeadamente a utilização de sub-balastro betuminoso e o reforço da fundação, quer com solo-cimento quer com elementos do tipo estaca.

Por fim, o sétimo capítulo resume as principais conclusões do trabalho e faz referência a desenvolvimentos futuros no âmbito do presente tema.

2

ESTRUTURA E COMPORTAMENTO DA VIA FÉRREA BALASTRADA

2.1. INTRODUÇÃO

A via-férrea balastrada é a solução estrutural mais antiga e a mais utilizada em linhas ferroviárias. A sua estrutura tem persistido ao longo dos tempos e só após a segunda guerra mundial se introduziram novos materiais, novos métodos de conservação da via e equipamentos de apoio à manutenção e de caracterização da mesma. A preocupação e a curiosidade de compreender o funcionamento de uma estrutura tão utilizada e tão pouco estudada tem vindo a acompanhar a evolução das tecnologias.

A descrição feita neste capítulo é essencial para o enquadramento dos estudos desenvolvidos neste trabalho. Apresenta-se a constituição da via e os seus mecanismos de degradação e refere-se a rigidez vertical, uma vez que se trata de um parâmetro importante para compreender o funcionamento da via e que influencia o seu desempenho. Posteriormente apresentam-se métodos não destrutivos de avaliação da rigidez vertical da via, pois trata-se de um assunto central desta dissertação e que tem mobilizado a comunidade técnico-científica.

2.2. CONSTITUIÇÃO DA ESTRUTURA DA VIA-FÉRREA

Na Fig. 2.1. é apresentada a estrutura típica de uma via balastrada, dividindo-se esta essencialmente em duas partes: superestrutura e subestrutura. Nesta dissertação será admitido que os carris, os seus elementos de fixação e de apoio e as travessas são constituintes da primeira parte, enquanto os restantes elementos, nomeadamente a camada de balastro, o sub-balastro e a fundação, são elementos da subestrutura. De seguida serão descritas as funções, as características e outros aspetos relevantes de cada elemento.

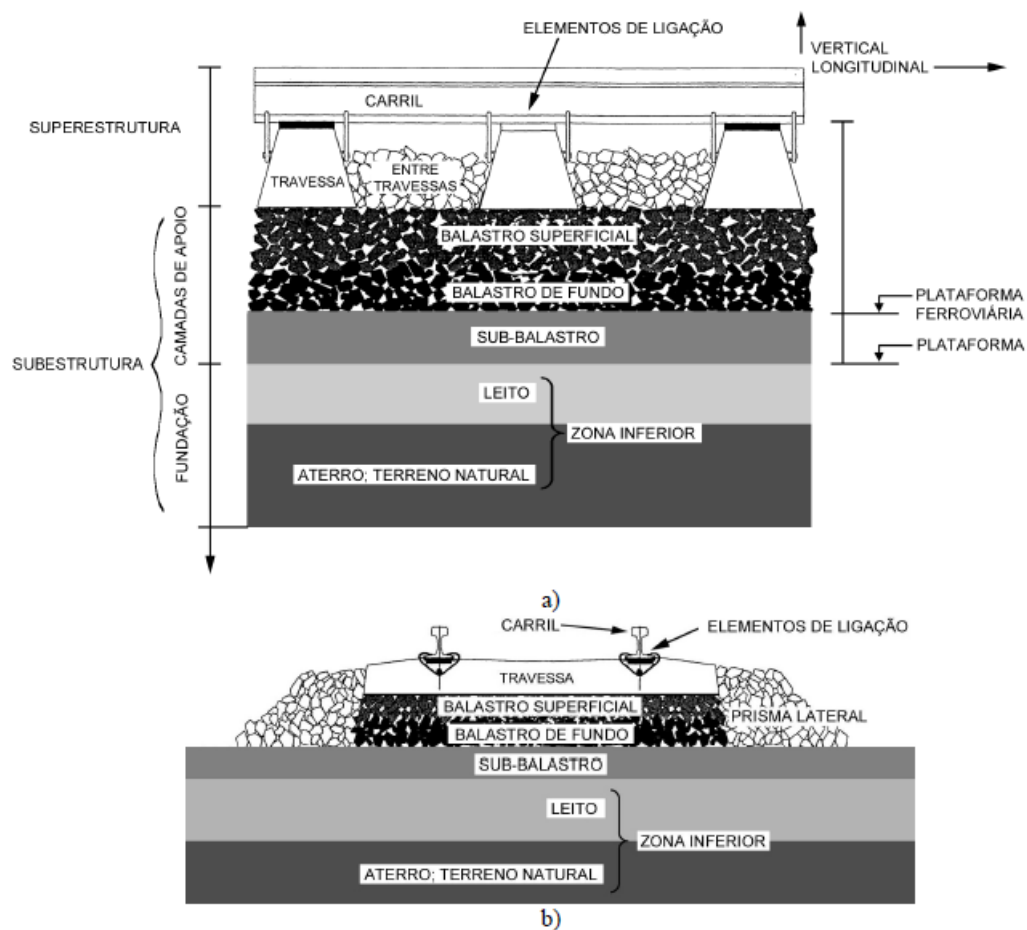


Fig. 2.1.- Esquema estrutural da via balastrada: a) Perfil Longitudinal; b) Perfil Transversal (adaptado de Fortunato, 2005)

2.2.1. CARRIS

Os carris são perfis de aço e têm como principais funções transferir as cargas provenientes das rodas dos comboios (verticais e horizontais) para as travessas ou outros elementos de apoio, direcionar as rodas num certo plano e providenciar uma superfície lisa de rolamento (Esveld, 2001). As características dos carris, nomeadamente a sua inércia à flexão, a regularidade geométrica e os aspetos construtivos influenciam o comportamento dos restantes elementos que lhes servem de apoio (Fortunato, 2005).

Os carris do tipo *flat-bottom* (Fig. 2.2) são os mais correntes nas redes ferroviárias, sendo os perfis UIC 54 e UIC 60 os mais usados na Europa. Quanto maior for a altura dos carris maior é a sua rigidez de flexão.

Quanto ao espaçamento entre os carris, designado por bitola, existem várias medidas, sendo que a medida usada em Portugal, e também em Espanha, é de 1,668 m.



Fig. 2.2.- Carril UIC 60

2.2.2. ELEMENTOS DE FIXAÇÃO E DE APOIO

Estão incluídos neste conjunto todos os elementos que têm como principais objetivos fixar os carris às travessas, promover a transferência das cargas dinâmicas e proporcionar o amortecimento das vibrações e impactos causados pelas rodas dos veículos (Esveld, 2001). A escolha de um elemento de fixação e de palmilha de carril para apoio está dependente do tipo de travessa que se pretende utilizar. Por exemplo, para travessas de betão colocam-se elementos resilientes, que também promovem o isolamento elétrico dos circuitos da via (Fortunato, 2005).

Na Fig. 2.3 são apresentados alguns exemplos de elementos de fixação e de apoio.

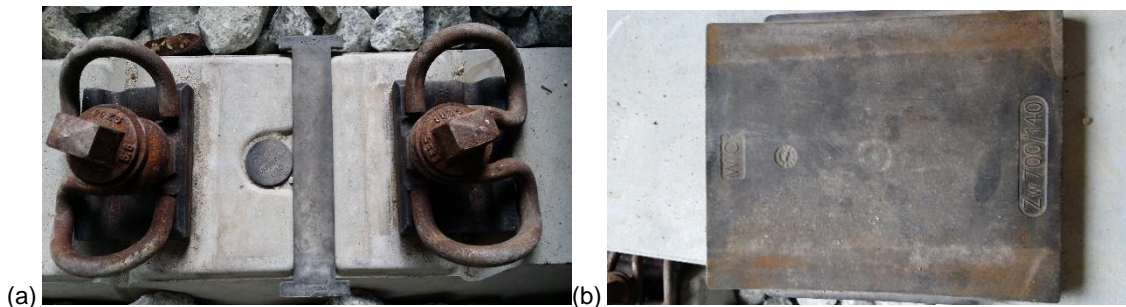


Fig. 2.3.-Exemplos de elementos de fixação e de apoio: (a) sistema de fixação; (b) palmilha do carril

2.2.3. TRAVESSAS

As travessas são elementos colocados sobre a camada de balastro, em geral afastadas de 0,6 m. As suas principais funções são: apoio do sistema de fixação dos carris; transferência para a camada de balastro, de forma mais uniforme possível, das cargas provenientes dos comboios e das geradas por fatores externos, como a variação de temperatura; manter a posição correta dos carris, incluindo a sua inclinação; e promover o isolamento elétrico dos circuitos da via (Esveld, 2001).

Estes elementos poderão ser de madeira, betão (monobloco ou bi-bloco, Fig. 2.4) ou aço, sendo as de betão as mais utilizadas nos dias de hoje. As vantagens deste tipo de travessa em relação às restantes são: o seu elevado peso (200-300 kg), que contribui para a estabilidade da via; a elevada área de contacto com o balastro, o que diminui a tensão transmitida; o tempo de serviço superior e menores custos de manutenção da via (Esveld, 2001).

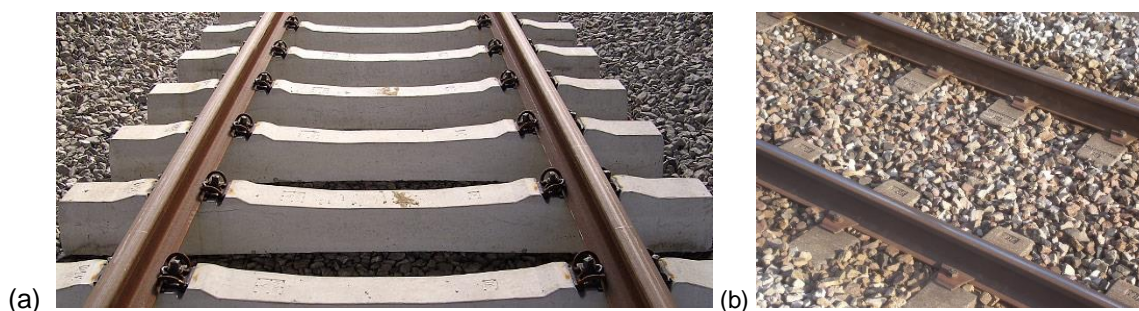


Fig. 2.4.- Exemplo de travessas de betão do tipo: (a) monobloco (Fonte: <http://www.thosti.com.de/rail-sleeper-know-how.html>); (b) bi-bloco (Fonte: <http://www.rmweb.co.uk/community/index.php?/topic/39452-block-and-beam-track/>)

2.2.4.CAMADA DE BALASTRO

A importância da camada de balastro no comportamento da via só foi reconhecida de forma mais efetiva a partir da segunda metade do século XX. Atualmente, o comportamento desta camada é uma das principais preocupações das administrações ferroviárias, no sentido de garantir o bom desempenho da infraestrutura.

Em Portugal está estabelecido que a camada de balastro deverá ser constituída apenas por materiais granulares britados, com forma cúbica, faces rugosas e arestas vivas, que deverão respeitar requisitos associados à dimensão, à resistência, à fragmentação e ao desgaste das partículas, granulometria e percentagem de partículas finas. O documento técnico IT.GEO.001.00 (REFER, 2008) classifica o balastro em Tipo I (valor de Los Angeles $\leq 19\%$) ou em Tipo II (valor de Los Angeles $\leq 22\%$) consoante as características granulométricas, sendo que o primeiro é indicado para sistemas ferroviários de alta velocidade e velocidade alta e o último para redes convencionais.

Em termos gerais, pode dizer-se que esta camada é estável sob ação das cargas verticais devido à resistência das partículas de balastro. Quanto à estabilidade no plano horizontal, esta é garantida pelo embricamento das partículas e pelo atrito mobilizado entre estas e as travessas (Fortunato, 2005).

Segundo Fortunato (2005), esta camada tem diversas funções, tais como:

- i. Servir de apoio às travessas;
- ii. Resistir às ações verticais, laterais e longitudinais aplicadas às travessas, com o objetivo de manter a via no alinhamento correto;
- iii. Promover a absorção de vibrações;
- iv. Permitir o escoamento de material poluente proveniente do material circulante e das águas das chuvas;
- v. Facilitar as operações de conservação, devido à possibilidade de rearranjo das partículas de balastro;

- vi. Reduzir a tensão transmitida pelas travessas às camadas subjacentes e fazer essa transferência da forma mais uniforme possível.

2.2.5. CAMADA DE SUB-BALASTRO

Sob a camada de balastro encontra-se o sub-balastro, que é outro elemento que contribui para a redução das tensões originadas pelo material circulante e que são transferidas para a fundação. Para além disso, esse elemento impede que as águas que atravessam o balastro cheguem à fundação e que os materiais finos ascendam e contaminem o balastro. Assim, é essencial que apresente módulo de deformabilidade elevado e que exiba uma permeabilidade relativamente baixa. Para tal, pode ser constituído por materiais naturais bem graduados, areias cascalhentas ou materiais naturais britados. Estes materiais deverão ter boa resistência ao desgaste, exibir granulometria adequada às funções de filtro e garantir a separação entre o balastro e a fundação (Fortunato, 2005).

O sub-balastro pode ainda ser constituído por geossintéticos ou betumes asfálticos que podem funcionar conjuntamente com os materiais granulares ou podem substituir os mesmos.

2.2.6. FUNDAÇÃO

O sub-balastro apoia-se na fundação, cujo comportamento é determinante para o desempenho da via. A fundação é constituída por aterros ou terrenos naturais, sendo que por vezes é necessário substituí-los por solos de melhores características geotécnicas, dependendo das circunstâncias da construção. Normalmente, considera-se uma profundidade da ordem dos dois metros, como sendo aquela até à qual os terrenos sofrem alteração do estado de tensão aquando da passagem dos veículos (Fortunato, 2005). Pretende-se que esta camada exiba um bom comportamento, sem rotura e sem deformações permanentes excessivas, quando sujeita a muitos ciclos de carga (Fortunato, 2005).

2.3. MECANISMOS DE DEGRADAÇÃO DA VIA

A procura de uma solução ótima para a constituição da via, nomeadamente para que os custos de exploração, incluindo os de manutenção, sejam os menores possíveis tem sido objeto de vários estudos. No entanto, e como é do conhecimento geral, os materiais degradam-se ao longo do tempo, devido às solicitações mecânicas e às ações ambientais, pelo que é necessário intervir para conservar o estado da via, a fim de não comprometer a sua disponibilidade e a qualidade de serviço.

A degradação da via é um processo complexo, pelo que têm sido desenvolvidos diversos modelos para o representar.

A degradação da via advém de várias causas, nomeadamente (Fortunato, 2005):

- A modificação das condições envolventes da estrutura (por exemplo, a drenagem);
- A variação excessiva das solicitações;
- A alteração precoce das características mecânicas dos diversos elementos (superestrutura, camada de balastro, camadas de apoio ou fundação).

De um modo geral, a degradação traduz-se por perda de resiliência, elevados assentamentos ao nível dos carris, ou mesmo perda de estabilidade. É habitual que a superestrutura apresente sinais de desgaste e/ou rotura dos elementos enquanto a degradação devida a assentamentos permanentes ou por perda de estabilidade (local ou global) está normalmente associada às camadas de balastro, sub-balastro e fundação (Fortunato, 2005).

De forma resumida, os mecanismos de degradação que a via normalmente pode sofrer são (Fortunato, 2005):

- Desgaste da superestrutura, em particular dos carris, que é particularmente acentuado quando existem defeitos das rodas dos veículos ou defeitos geométricos dos carris, que amplificam as cargas dinâmicas.
- Degradação da camada de balastro associada à respetiva contaminação com partículas finas. As partículas finas poderão ter origem nas camadas subjacentes, ou na evolução granulométrica do balastro. Esta contaminação pode reduzir substancialmente a permeabilidade da camada de balastro, o que contribui para o aumento da taxa de degradação da via.
- Desgaste da plataforma, principalmente quando o balastro assenta diretamente sobre solos finos ou rochas brandas; a ação das cargas repetidas dos veículos, combinada com a existência de água na fundação pode acelerar este processo.
- Problemas geotécnicos como a rotura global da fundação, assentamentos por consolidação de camadas profundas, expansão e retração dos solos, liquefação (resistência ao corte nula) de solos granulares, congelação dos solos devido à ação do gelo, colapso e fluência dos terrenos são outros mecanismos que levam a degradação da plataforma.

Atendendo à diversidade de anomalias que é possível ocorrer na via-férrea, é necessário estudar as respetivas medidas de correção com base em informação obtida na caracterização da infraestrutura.

Os problemas relacionados com a plataforma podem ser resolvidos através, nomeadamente, de: i) melhoramento das condições de drenagem da fundação; ii) redução das tensões na fundação pela colocação de uma camada de sub-balastro; iii) melhoramento das características dos solos de fundação; e iv) colocação de elementos geossintéticos, com funções de proteção, reforço, separação, filtro e drenagem (Fortunato, 2005).

No que se refere ao melhoramento de solos, por exemplo em zonas de transição entre estruturas de diferente rigidez em linhas de alta velocidade, têm sido utilizadas técnicas de injeção de caldas de cimento por meio de fracturação hidráulica (Moreno e Misasol, 2000; Alves Ribeiro, 2012; Paixão, 2014). Têm também sido construídas camadas em plena via utilizando solos tratados com cal ou cimento (Fortunato, 2008).

2.4. A IMPORTÂNCIA DA RIGIDEZ VERTICAL DA VIA

A rigidez vertical é um dos indicadores mais importantes do comportamento estrutural da via-férrea, traduzindo a sua capacidade de resistir à deformação vertical (Sussmann et. al, 2001). Numa análise estática, a rigidez é obtida através do quociente entre a carga pontual, Q , aplicada sobre a superfície do carril, e a deflexão máxima associada, y_m , de acordo com (Fig. 2.5):

$$k = \frac{Q}{y_m} \quad (2.1.)$$

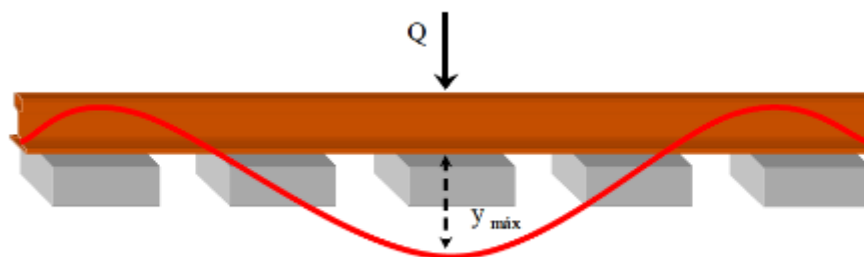


Fig. 2.5.- Esquema de cálculo da rigidez vertical da via (Teixeira, 2003)

Em 1984, López Pita apresentou estudos no sentido de otimizar a rigidez vertical, sugerindo valores de 5 t/mm e 7,8 t/mm para vias com circulação a 200 km/h e 300 km/h, respectivamente. Muitos estudos se seguiram no sentido de relacionar a rigidez vertical com a qualidade geométrica da via (Hunt, 1996,1997; Sussmann et al., 2001).

Teixeira (2003) desenvolveu também estudos no sentido de determinar o valor ótimo da rigidez vertical, relacionando este parâmetro com os custos totais de operação e manutenção e a energia dissipada na circulação; na sequência, propôs valores de rigidez para linhas de alta velocidade europeia situando-se entre 70 kN/mm a 80 kN/mm.

O valor da rigidez vertical deve ser relativamente baixo para que não haja uma deterioração excessiva da via. Uma via muito rígida para além de promover um aumento dos esforços nas travessas que, por sua vez, provocam elevadas tensões nas camadas inferiores, conduz ainda ao aumento das solicitações dinâmicas, acelerando o desgaste e a fadiga dos vários elementos e do próprio material circulante. No entanto, uma via muito flexível sofrerá deformações apreciáveis devido às elevadas cargas aplicadas, o que pode igualmente acelerar a deterioração e aumentar significativamente o custo energético de operação dos veículos.

2.5. MÉTODOS DE CARATERIZAÇÃO DA VIA-FÉRREA – AVALIAÇÃO DA RIGIDEZ

Os ensaios realizados *in situ* ou em laboratório têm um papel fundamental para a evolução do conhecimento relativo ao comportamento e às características físicas e mecânicas dos materiais constituintes da via-férrea. Em particular, os ensaios não destrutivos têm a vantagem de não danificar os elementos e as estruturas e não alterar as suas propriedades iniciais.

A rigidez vertical da via-férrea pode variar de forma relativamente importante ao longo da linha, pelo que é importante proceder à sua determinação em diversos locais, de forma a avaliar a sua variação e a estabelecer valores que se possa considerar representativos (Alves Ribeiro, 2012). É de notar que o próprio método de determinação da rigidez influencia o valor obtido, nomeadamente porque a estrutura tem um comportamento não linear face ao nível de solicitação aplicada e o mesmo depende da frequência de excitação.

Essa determinação pode ser realizada através da aplicação de uma carga de impacto originada pela queda de uma massa de uma determinada altura. Os efeitos dessa ação no sistema são avaliados por transdutores como geofones ou acelerómetros, que permitem o cálculo indireto de deslocamentos em vários pontos da estrutura.

Berggren (2009) divide os ensaios utilizados para caracterização da rigidez da via em dois grupos: i) métodos de medição pontual; e ii) métodos de medição em contínuo. Relativamente ao primeiro conjunto, para além do ensaio de recetância (De Man, 2002), que será apresentado com mais detalhe no próximo capítulo, podem referir-se os seguintes métodos:

a) Medição da rigidez na sequência da passagem de um veículo

Este método consiste em instrumentar a infraestrutura e avaliar a sua resposta aquando da passagem de um veículo. Usualmente a instrumentação instalada permite o cálculo das solicitações e dos respetivos deslocamentos.

b) Defletómetro de Impacto

O ensaio de carga com defletómetro de impacto sobre uma superfície consiste na aplicação, através de uma placa circular, de uma força de impulso gerada pela queda de uma massa de uma determinada altura sobre um conjunto de amortecedores e na medição, nessa superfície, das deflexões daí resultantes. O valor máximo da força pode ser escolhido, sendo variável consoante a massa que cai, a altura de queda e o amortecimento do equipamento de ensaio. Normalmente a medição da força é feita através de uma célula de carga instalada junto da placa e a medição das deflexões em vários pontos da superfície é feita por transdutores, cujos registos permitem quantificar os deslocamentos. Recentemente, este método, que usualmente era aplicado na caracterização da camada de sub-balastro e da fundação da via (Fortunato, 2005), foi utilizado na caracterização da rigidez da via, através da realização de ensaios sobre a camada de balastro (Fortunato et.al, 2013) e sobre travessas (Paixão, 2014).

c) *Track Loading Vehicle* (TLV)

Neste método procede-se à aplicação da carga sobre a via, normalmente sobre os carris, através do peso próprio de um veículo, com o auxílio de 3 macacos hidráulicos (dois verticais e um horizontal), o que permite obter a rigidez vertical e lateral da via (Fig. 2.6.). O peso total deste equipamento é de 49 ton, pode aplicar uma carga estática de 150 kN e excitar dinamicamente a via até 200 Hz (Chaar e Berg, 2006). Este método não é dos mais usados uma vez que o procedimento de ensaio é demorado e impede a circulação normal da via.

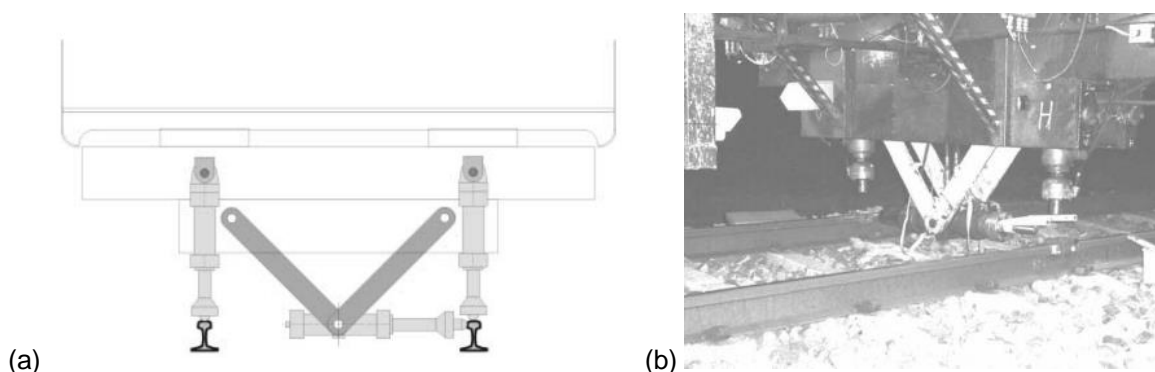


Fig. 2.6.- Track Loading Vehicle: (a) Esquema de um corte transversal (Berggren, 2009) (b) Utilização do equipamento (Chaar e Berg, 2006)

Quanto ao segundo grupo de métodos podem referir-se:

a) *Portancemètre*

O *portancemètre* é um equipamento que foi concebido para determinar a rigidez das camadas de apoio das infraestruturas de transporte e das terraplenagens em geral. Fortunato (2005) refere que este método consiste na solicitação da superfície ensaiada por uma roda vibrante de aço que circula a uma velocidade baixa e constante. Esta roda é induzida a vibrar por efeito de uma massa excêntrica acionada por um motor hidráulico. Durante o ensaio são medidas as grandezas necessárias ao cálculo da rigidez da camada ensaiada. Nos últimos anos têm sido desenvolvidos estudos no sentido de este método poder vir a ser aplicado na via-férrea (Hosseingholian et al., 2011).

b) RSMV (*Rolling Stiffness Measurement Vehicle*)

O RSMV (*Rolling Stiffness Measurement Vehicle*) surgiu no âmbito do projeto de investigação EUROBALT II (EUropean Research for an Optimised BALlasted Track, 1997-2000). O primeiro protótipo consistiu num *trolley* transportado pelo veículo de inspeção da via da *Banverket*, que solicita a via de forma estática e dinâmica. Apesar de os resultados se terem revelado bons, este sistema apresentava algumas limitações, como o facto de não possibilitar a medição em curvas apertadas (raio <1200 m) e em zonas onde existem aparelhos de mudança de via. Para além disso, a carga estática aplicada era muito baixa.

Berggren et al. (2005) apresentaram um novo veículo constituído por dois eixos que proporciona a excitação dinâmica da via através de duas massas (8000 kg) instaladas sobre os eixos, como representado na Fig. 2.7.. Os transdutores de força instalados no eixo de medição permitem avaliar a força resultante, sendo o deslocamento obtido por dupla integração da aceleração vertical do eixo.

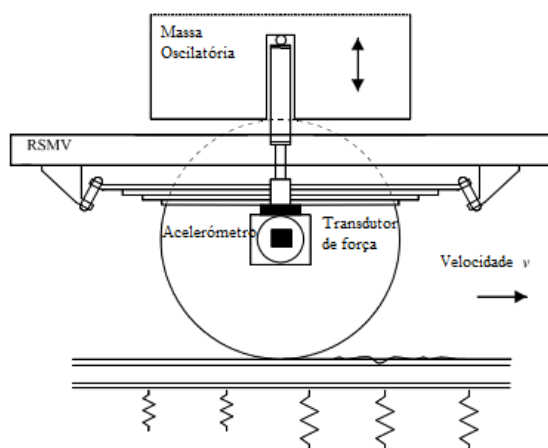


Fig. 2.7.- Sistema de medição do RSMV (adaptado de Berggren, 2009)

3 A RECETÂNCIA DA VIA-FÉRREA

3.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo constitui-se como uma breve exposição do método de ensaio não destrutivo utilizado no âmbito dos trabalhos desta dissertação, nomeadamente os ensaios de recetância que foram realizados na via-férrea e num modelo físico.

Como referido anteriormente, a resposta de uma via balastrada é fortemente influenciada pelas características da carga aplicada e, por isso, existem vários métodos para analisar o comportamento dinâmico desta estrutura (De Man, 2002). A resposta é analisada no domínio da frequência, recorrendo a funções de transferência que relacionam o conteúdo em frequência da resposta com o conteúdo em frequência da solicitação aplicada (Alves Ribeiro, 2012). Como a resposta da via difere com as características das solicitações, também as funções de transferência variam.

Existem três tipos de funções de transferência: recetância (razão entre o deslocamento e a força); mobilidade (razão entre a velocidade e a força); e inertância (razão entre a aceleração e a força). A presente dissertação irá focar-se sobre a recetância, que representa o inverso da rigidez dinâmica, podendo ser também designada de flexibilidade dinâmica (Alves Ribeiro, 2012).

Neste capítulo serão apresentados alguns aspetos fundamentais sobre o comportamento dinâmico de uma via balastrada. Tendo em conta o objetivo de estudar a influência das camadas de apoio e da fundação no comportamento da via, apenas são analisadas as respostas na direção vertical. Quanto às restantes direções não serão tidas em conta, uma vez que a maioria dos modos de vibração é expectável em frequências superiores a 1050 Hz (Ripke, 1995), as quais se encontram fora da gama de frequências alvo de estudo.

3.2. GAMAS DE FREQUÊNCIA DE EXCITAÇÃO DA VIA-FÉRREA

As diferentes propriedades e posições de cada elemento constituinte da via-férrea levam a que cada um responda de forma diferente quando a via é excitada em gamas de frequências distintas (De Man, 2002). Na Tabela 3.1. apresentam-se os intervalos de frequência para os quais cada um dos respetivos elementos da via é excitado.

Tabela 3.1- Gama de frequências de excitação de diversos elementos da via (adaptado De Man, 2002)

Gama de frequências	Baixa	Média	Alta
Intervalos de frequência	0-40	40-400	400-1500
Elementos da via	Subestrutura	Superestrutura exceto carril	Carril

3.3. MODOS DE VIBRAÇÃO

Os modos de vibração e respetivos domínios de frequência de ressonância usualmente encontrados em vias balastradas são apresentados nas figuras seguintes.

A frequência de ressonância global da via (f_t) corresponde à frequência mais baixa e situa-se entre os 40 e 140 Hz nas vias balastradas (De Man, 2002). É fortemente influenciada pelas características da camada de balastro e do solo de fundação (Alves Ribeiro, 2012; Knothe e Wu, 1998; Popp et al., 1999). O modo de vibração apresentado na Fig. 3.1 representa esquematicamente a vibração do carril e das travessas sobre os apoios.

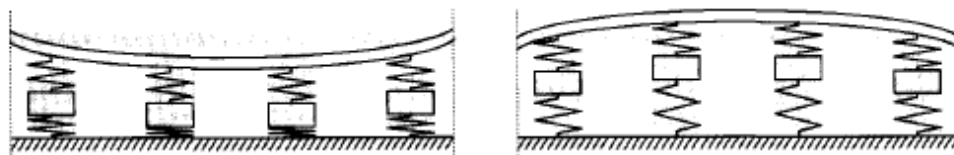


Fig. 3.1.- Modo de vibração correspondente à frequência global da via (adaptado de De Man, 2002)

Na Fig. 3.2. representa-se a frequência de antirressonância das travessas. Visto que apenas há alteração da posição das travessas significa que estas vibram independentemente do carril e das camadas subjacentes.

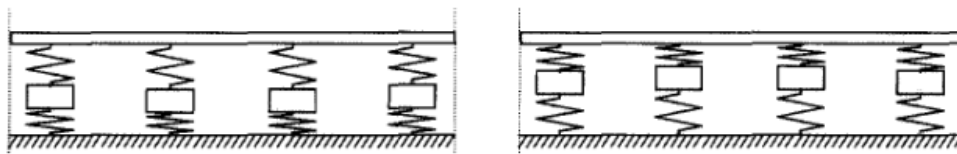


Fig. 3.2.- Modo de vibração correspondente à vibração de antirressonância das travessas (adaptado de De Man, 2002)

A Fig. 3.3. representa o modo de vibração associado à frequência de ressonância do carril sobre as palmilhas. Segundo Dahlberg (2006), as propriedades das travessas e dos respetivos apoios não têm qualquer contributo para este modo de vibração, dependendo o fenómeno, em grande parte, das características das palmilhas (De Man, 2002). Usualmente, este modo de vibração abrange um domínio de frequências entre 200 e 600 Hz.

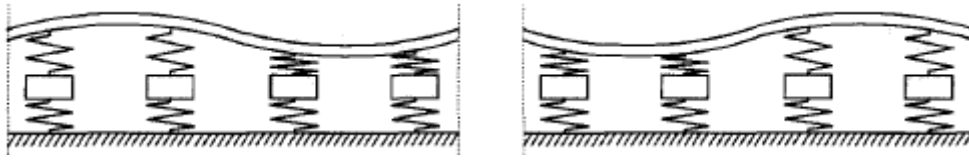


Fig. 3.3.- Modo de vibração correspondente à vibração dos carris sobre as palmilhas (adaptado de De Man, 2002)

Por último, deve referir-se a frequência denominada *pin-pin*, cujo modo de vibração é apresentado na Fig. 3.4. A frequência *pin-pin* geralmente ocorre entre 500 e 1200 Hz e depende das características do carril. Este domínio de frequências não será alvo de estudo nesta dissertação.

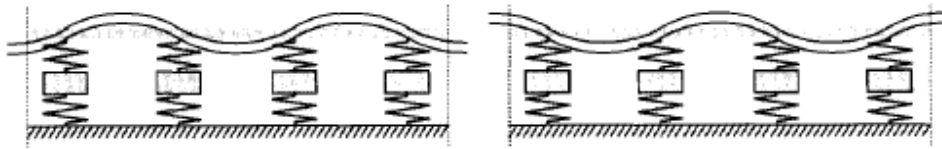


Fig. 3.4.- Modo de vibração correspondente à frequência isolada do carril (adaptado de De Man, 2002)

De Man (2002) apresenta para os modos de vibração acima expostos, fórmulas analíticas que permitem calcular as respetivas frequências.

Simplificadamente, a frequência global da via (f_t) pode ser estimada pela seguinte equação:

$$f_t = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_{vert}}{m}} \quad (3.1.)$$

em que k_{vert} é a rigidez equivalente do balastro, das palmilhas e das travessas e m a massa do conjunto constituído pelo carril, palmilha, travessa e balastro, por unidade de desenvolvimento de via.

De forma análoga, é possível calcular a frequência de antirressonância da travessa (f_{b-a}) alterando apenas a rigidez equivalente e a massa. O primeiro parâmetro depende do balastro, das palmilhas e da travessa e o segundo refere-se à massa das travessas.

$$f_{b-a} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_{vert}}{m}} \quad (3.2.)$$

Quanto à frequência de ressonância do carril sobre as palmilhas (f_r), também pode ser calculada de modo semelhante, adaptando as variáveis k_{vert} e m consoante os elementos correspondentes, ou seja, a rigidez vertical corresponde à rigidez da palmilha e a massa à do carril.

$$f_r = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k_{vert}}{m}} \quad (3.3.)$$

Por último, pela equação 3.4. é obtida a frequência de ressonância *pin-pin* (f_{pp}).

$$f_{pp} = n^2 \frac{\pi}{2a^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (3.4.)$$

Os parâmetros de que esta frequência depende estão diretamente relacionadas com as características do carril, como a rigidez à flexão e a sua massa. Também depende dos parâmetros a e n , que são o espaçamento entre os apoios e modo de vibração, respetivamente; por último, m é a massa do carril.

3.4. ENSAIO DE RECETÂNCIA

Os ensaios de recetância permitem obter a deformabilidade dinâmica da via em função da frequência de excitação. Assim, é possível identificar algumas frequências ressonantes características do comportamento dinâmico da via. Estes resultados são particularmente úteis para a calibração de modelos numéricos de avaliação do comportamento estrutural (Alves Ribeiro, 2012).

Este ensaio consiste na excitação do carril, com ou sem carregamento, diretamente sobre o apoio ou a meio vão entre travessas, através de um martelo instrumentado e sensores que avaliam a resposta da via. A recetância pode ser traduzida pela seguinte equação:

$$H_{wF}^2(f) = \frac{S_{ww}(f)}{S_{FF}(f)} \quad (3.5.)$$

Onde f é a frequência de vibração (Hz), $H_{wF}(f)$ a função complexa de transferência de força para deslocamento, ou seja, a recetância, $S_{ww}(f)$ o auto espectro em frequência do deslocamento e $S_{FF}(f)$ o auto espectro em frequência da força aplicada. Estas duas últimas variáveis podem ser determinadas utilizando Transformadas de Fourier (rápidas ou discretas, por exemplo) de registos obtidos no domínio do tempo.

Os ensaios realizados sobre a estrutura permitem o cálculo das funções de transferência, uma vez que a solicitação e a resposta são conhecidas.

Na Fig. 3.5. apresenta-se, de forma genérica, as funções de recetância que são obtidas no estudo das propriedades dinâmicas da via aplicando uma solicitação no apoio e a meio vão entre travessas. São de notar os quatro picos que se evidenciam no gráfico, os quais correspondem às quatro frequências de ressonância de uma via-férrea tradicional, já anteriormente referidas.

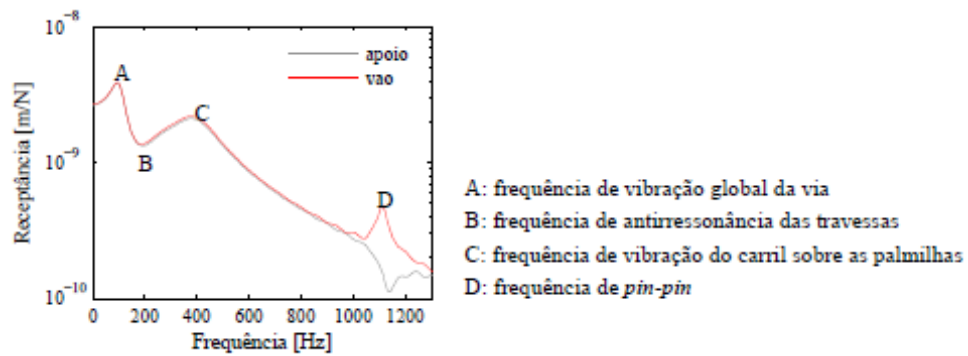


Fig. 3.5.- Identificação das principais frequências de ressonância em funções de receptância obtidas no carril por aplicação da solicitação no apoio e no vão entre travessas (Alves Ribeiro, 2012)

As funções que resultaram dos diferentes pontos de aplicação da solicitação são semelhantes entre si distinguindo-se apenas no ponto D, ou seja, na frequência de *pin-pin*. Este facto deve-se à configuração do modo de vibração *pin-pin*, já que a aplicação do impulso sobre a travessa não contribui para a resposta da via nesse modo de vibração.

É habitual a utilização dos dados experimentais destes ensaios para a calibração e posterior validação dos modelos numéricos.

4

METODOLOGIA E RESULTADOS DOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS

4.1. INTRODUÇÃO

Os ensaios que são apresentados neste trabalho realizaram-se em duas situações distintas: numa via-férrea antiga localizada no Poceirão (no estaleiro central da empresa Mota-Engil), e num modelo físico construído em laboratório, nas instalações do LNEC. Com este procedimento pretendia-se atingir os seguintes objetivos: conhecer a resposta dinâmica da via-férrea e avaliar a variabilidade dessa resposta em locais próximos; analisar as diferenças na resposta da estrutura quando o ensaio era realizado com procedimentos distintos; e comparar os resultados obtidos na via-férrea com os obtidos em estudos anteriores e num modelo físico.

Neste capítulo serão descritos os locais ensaiados, os equipamentos utilizados em ambas as situações e os respetivos procedimentos de ensaio. Apresentam-se os resultados obtidos e faz-se a respetiva análise.

4.2. ENSAIOS NA VIA-FÉRREA

4.2.1. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS

A via-férrea ensaiada faz parte de uma linha antiga que é utilizada para manobras de material circulante e manutenção de equipamento. Os ensaios foram realizados em três secções constituídas por travessas do tipo bi-bloco, com um espaçamento de 0,6 m entre si e carris de perfil tipo UIC40. A camada de balastro evidenciava uma contaminação significativa com material fino. A constituição da fundação da via é desconhecida, uma vez que não houve possibilidade de realizar ensaios para a sua caracterização.

Os ensaios de recetância foram realizados recorrendo a um martelo instrumentado (Fig. 4.1.) do tipo PCB/086D50, com uma massa de 5,50 kg, sensibilidade de 4,348 kN/V e uma gama de medição de $\pm 22,24$ kN. Foram utilizadas duas cabeças de impacto de rigidez distinta, cuja função é transmitir a força para o sensor que está instalado na cabeça do martelo (em diferentes gamas de frequência), para além de protegê-lo de possíveis danos. Uma cabeça é de borracha flexível e outra é de borracha rígida, o que possibilitou excitar o carril com frequências mais baixas e mais elevadas, respetivamente.

Foram utilizados dois acelerómetros do modelo 603C01 (IMI Sensors), que foram colocados sobre o carril e sobre a travessa, tal como é ilustrado na Fig. 4.1.

Utilizou-se um condicionador de sinal modelo 480C02 (PCB), com um ganho de 0,99, cuja função principal é de alimentar o sensor do martelo com uma corrente constante de 2 mA.

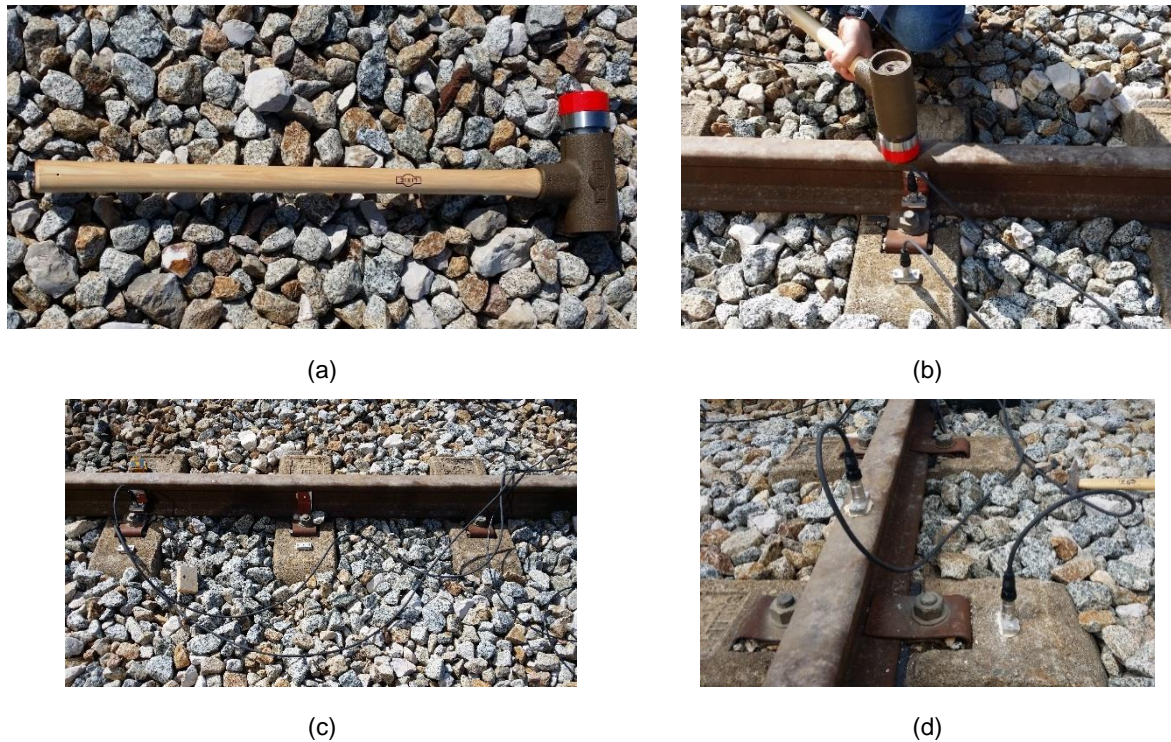


Fig. 4.1. – Aspectos do ensaio de recetância: (a) martelo de impulsos; (b) aspeto geral do ensaio; (c) secções ensaiadas (S1 (secção à esquerda) S2 (secção central) e S3 (secção à direita)) ; (d) pormenor da localização dos acelerómetros

A excitação da via consistiu na aplicação de 30 impulsos em intervalos de tempo de cerca de um segundo. A separação dos vários impulsos em eventos isolados foi efetuada através de um algoritmo que permite identificar cada um dos picos e escrever o sinal em vetores, alguns instantes antes e depois de cada pico. Na sequência da análise do sinal completo optou-se por considerar 1024 pontos da resposta, o que corresponde a cerca de 0,4 s. O tratamento dos resultados foi feito para cada evento, calculando-se de seguida a média dos resultados de todos os eventos validados para obtenção do resultado final (Fig. 4.2.).

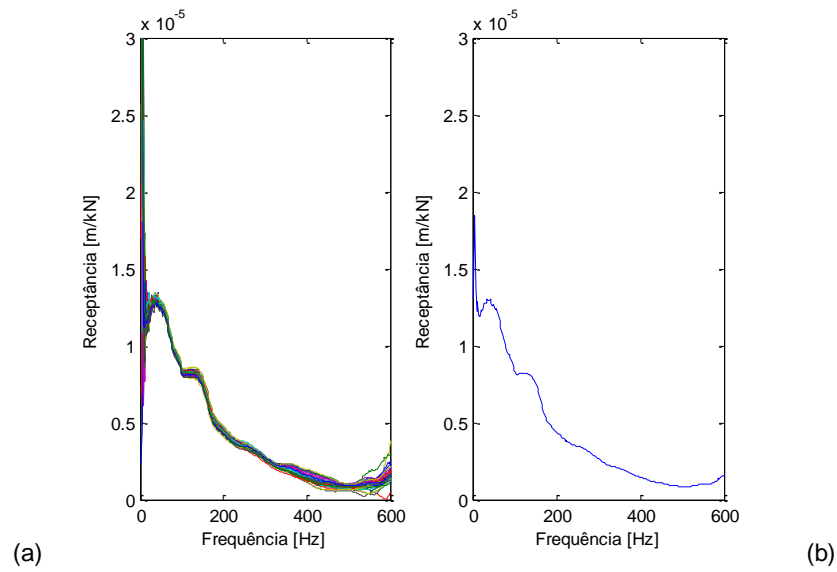


Fig. 4.2.- Exemplo de resultados de ensaios de receptância: (a) curvas obtidas em diversos impulsos; (b) curva média.

4.2.2. ANÁLISE DA QUALIDADE DOS RESULTADOS OBTIDOS

A qualidade dos resultados obtidos foi aferida através da função de coerência, $\gamma^2(f)$, traduzida pela seguinte expressão:

$$\gamma^2(f) = \frac{|\sum_{l=1}^N s_{a_1 F_1}(f)|^2}{\sum_{l=1}^N s_{F_1 F_1}(f) \sum_{l=1}^N s_{a_1 a_1}(f)} \quad (4.1.)$$

Os registos no tempo feitos por dois transdutores são transformados para o domínio da frequência sendo que depois são calculados os seus espectros de amplitude, $S_{FF}(f)$ e $S_{aa}(f)$, e o espectro cruzado de potência, $S_{aF}(f)$. Quando os valores de coerência são próximos da unidade indica que os resultados obtidos apresentam uma boa correlação e, consequentemente, poderão se analisados.

Na Fig. 4.3. são apresentados os gráficos de coerência obtidos para cada ensaio realizado. Os resultados evidenciam que os valores da coerência correspondentes aos ensaios realizados com a cabeça de impacto rígida são superiores a 0,9 até valores da frequência de cerca 600 Hz; os resultados obtidos com a cabeça flexível conduzem a valores da coerência inferiores a 0,9 a partir de cerca de 200 a 300 Hz.

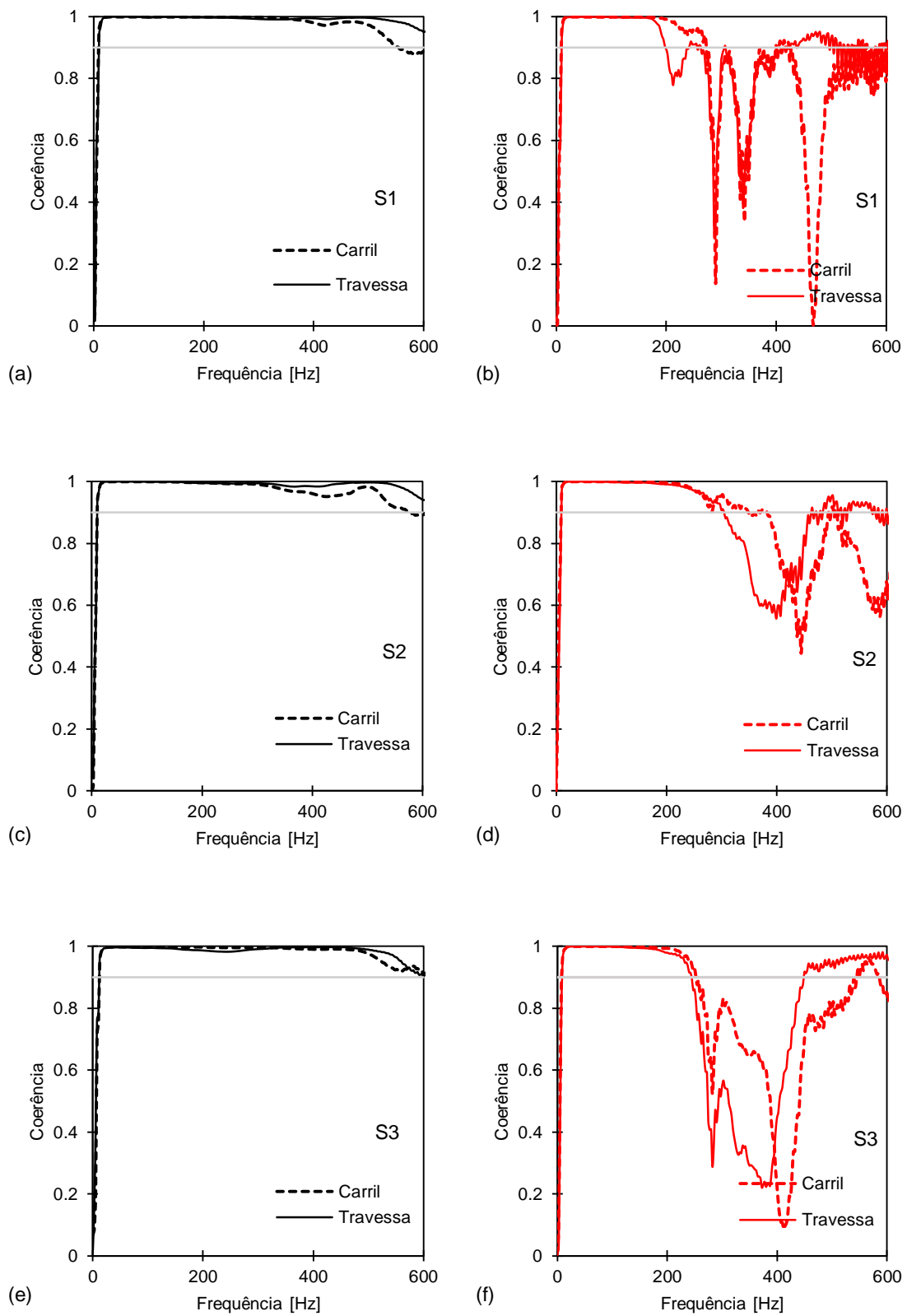


Fig. 4.3.- Gráficos de coerência obtidos para cada secção em função do tipo de cabeça de impacto: (a), (c) e (e) utilizando a cabeça de impacto rígida; (b), (d) e (f) utilizando a cabeça de impacto flexível.

4.2.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Com o objetivo de facilitar a análise dos resultados, apresenta-se na Fig. 4.4., na Fig. 4.5. e na Fig. 4.6. o mesmo tipo de informação, mas organizada de forma distinta, para possibilitar a avaliação em pormenor da influência na recetância, respetivamente: da localização da secção onde se realiza o ensaio, da rigidez da cabeça de impacto e do local da estrutura (elemento) onde se avalia a recetância.

Consideraram-se os intervalos de frequência para os quais, de acordo com o que foi anteriormente apresentado, a coerência é superior a 0,9.

As principais conclusões a reter são:

- Em termos gerais, as curvas obtidas nas diversas secções apresentam configurações relativamente similares.
- A frequência de vibração global da via (neste caso, o valor máximo da recetância nas figuras apresentadas) é sensivelmente coincidente em todas as secções.
- Na maioria das curvas verifica-se também um segundo pico para o qual não foi encontrada justificação clara, podendo estar relacionado com a vibração de algum ou alguns componentes ou camadas da via-férrea.
- O valor da recetância varia de forma relativamente importante com a localização da secção de ensaio, quando se comparam os resultados da secção S1 com os das secções S2 e S3 (estes últimos são relativamente semelhantes) – este aspeto sugere que a rigidez da via férrea pode variar de forma importante ao longo do seu desenvolvimento longitudinal.
- No intervalo de frequência em que os resultados podem ser comparados, a rigidez da cabeça de impacto influencia de forma importante o valor absoluto da recetância; para a mesma frequência, a cabeça rígida conduz, em geral, a valores mais elevados – este aspeto traduz um comportamento não linear da estrutura.
- Em geral, para os mesmos valores de frequência, a recetância medida no carril é relativamente mais elevada do que a medida na travessa, pelo menos para valores até cerca de 200 Hz (a exceção é a secção S3, quando solicitada pela cabeça de impacto rígida); essa diferença é relativamente mais importante no caso da secção S1.

Em termos gerais, pode concluir-se que os resultados obtidos são compatíveis com outros resultantes de estudos anteriores sobre vias-férreas balastradas (De Man, 2002; Alves Ribeiro, 2012; Paixão et al., 2015).

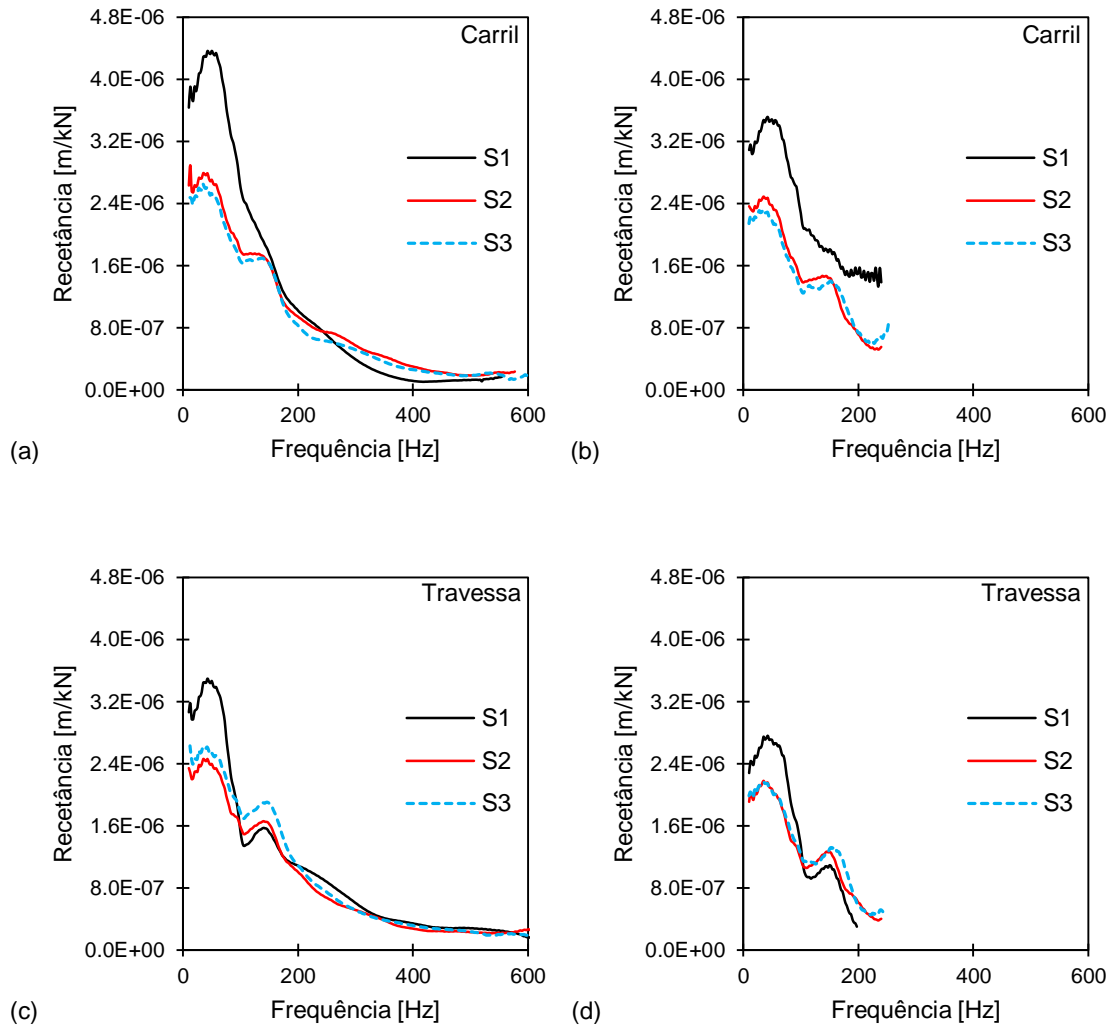


Fig. 4.4.- Influência na recetância da localização da secção em análise: (a) e (c) utilizando a cabeça de impacto rígida; (b) e (d) utilizando a cabeça de impacto flexível.

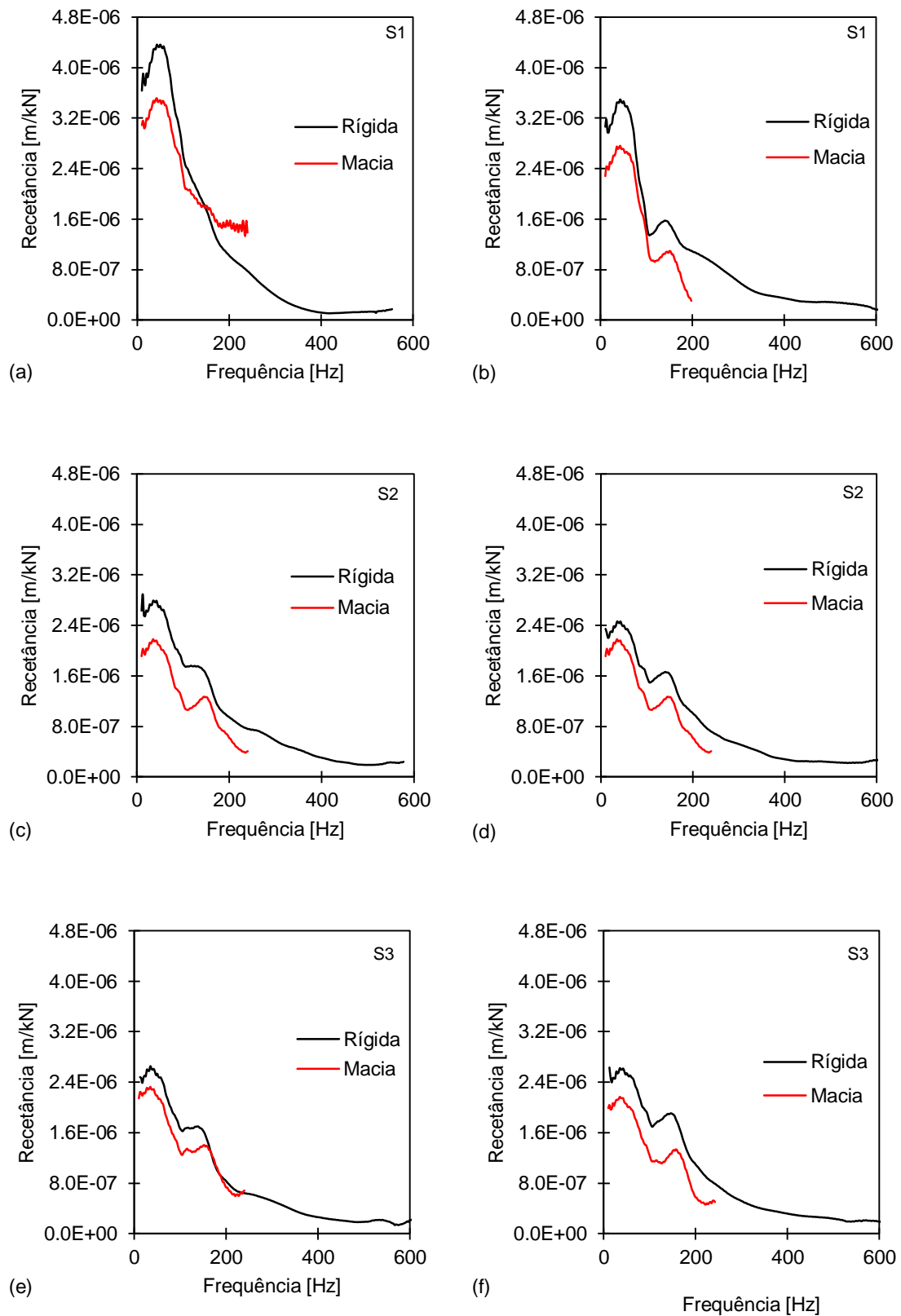


Fig. 4.5.- Influência na recetância da rigidez da cabeça de impacto: (a), (c) e (e) curvas obtidas pelo acelerómetro localizado no carril; (b), (d) e (f) curvas obtidas pelo acelerómetro localizado na travessa.

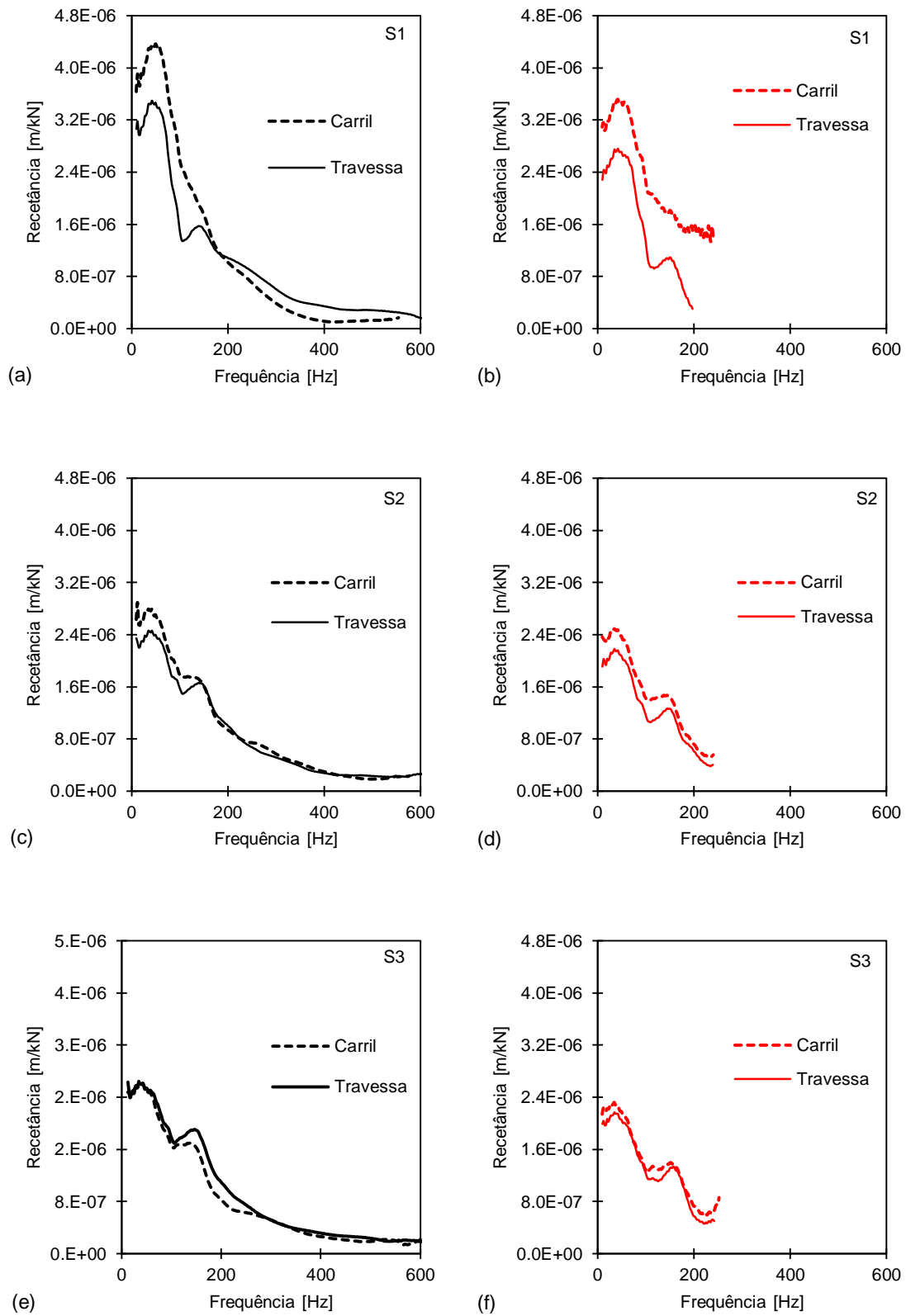


Fig. 4.6.- Influência na recetância do local da estrutura onde se avalia a respetiva resposta: (a), (c) e (e) utilizando a cabeça de impacto rígida; (b) (d) e (f) utilizando a cabeça de impacto flexível

4.3. ENSAIOS EM LABORATÓRIO NO MODELO FÍSICO

O modelo físico construído no LNEC é um modelo à escala real mas simplificado, como se constata da análise da Fig. 4.7. Trata-se de dois segmentos de carril do tipo UIC 60 de cerca de 0,6 m de comprimento, apoiados em palmilhas e fixados a uma travessa do tipo monobloco. A subestrutura é composta, por uma camada de balastro com 30 cm de espessura sob a base da travessa e por uma camada de sub-balastro de 30 cm, assentes sobre camadas solo construídas no interior da fossa de ensaios, até uma profundidade de cerca de 2,8 m, relativos ao topo do carril.

Os ensaios de recetância foram realizados em duas secções, S1 e S2, junto a cada um dos troços de carril. Os acelerómetros foram colocados sobre a travessa e sobre o carril, de forma semelhante ao que tinha acontecido nos ensaios realizados na via-férrea, como apresentado na Fig. 4.7.(b).

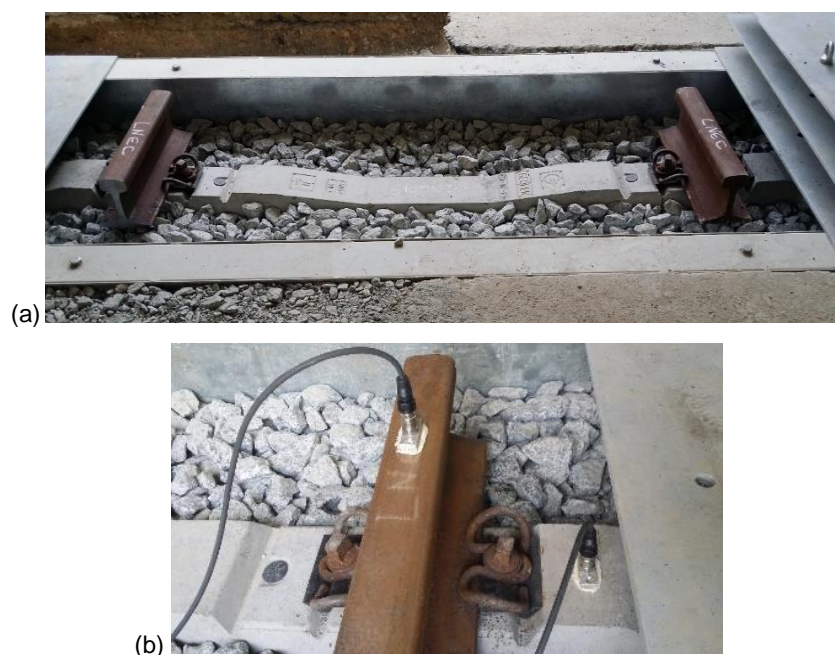


Fig. 4.7.- Modelo físico construído no LNEC: (a) Secção 1 (zona do carril à esquerda) e Secção 2 (zona do carril à direita); (b) disposição dos acelerómetros na Secção 2

Na Fig. 4.8. são apresentados os gráficos de coerência obtidos para cada um dos ensaios realizados. Obtiveram-se valores de coerência superiores a 0,9 em ambas as secções, para valores de frequência até cerca de 500 Hz, utilizando a cabeça de impacto rígida. Atendendo à menor qualidade dos resultados que foram apresentados na secção anterior utilizando a cabeça de impacto flexível, nomeadamente à baixa coerência para valores de frequência acima de cerca de 200 a 300 Hz, não se utilizou este tipo de cabeça nos ensaios no modelo físico.

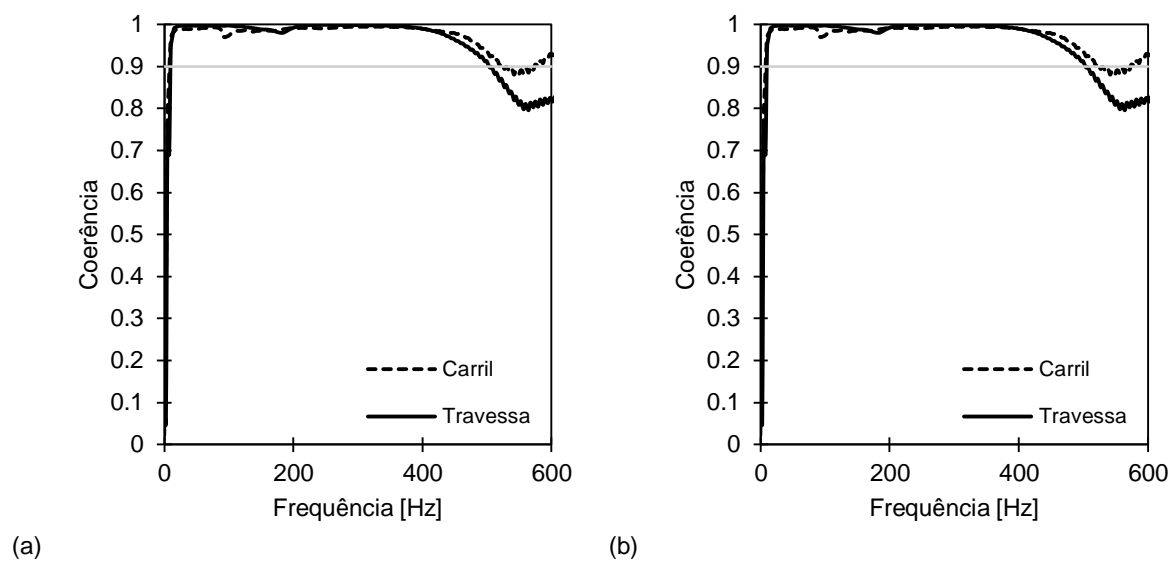


Fig. 4.8.- Coerência obtida nos ensaios em laboratório: (a) Secção 1; (b) Secção 2

Na Fig. 4.9. e na Fig. 4.10. apresenta-se o mesmo tipo de informação, mas organizada de forma distinta, para possibilitar a avaliação em pormenor da influência na recetância, respetivamente: da localização da secção onde se realiza o ensaio e do local da estrutura (elemento) onde se avalia a recetância.

Da análise dos resultados pode concluir-se que:

- A forma das curvas obtidas em cada uma das secções é relativamente semelhante.
- A secção S2 evidencia uma amplitude superior de recetância no domínio de frequências associadas à vibração global da via, isto é, a cerca de 80 Hz.
- Em geral, os valores da recetância obtidos sobre o carril são superiores aos obtidos sobre a travessa.
- Tanto as curvas de recetância obtidas sobre o carril como sobre as travessas indicam que a frequência de antirressonância de vibração da travessa é um pouco inferior a 300 Hz. As curvas de recetância sobre o carril sugerem que este valor seja próximo de 250 Hz, inferior ao sugerido pelas curvas de recetância obtidas sobre a travessa.
- As curvas relativas à recetância obtida sobre o carril evidenciam um pico no domínio de frequências próximas de 400 Hz, que corresponde à frequência de vibração do carril sobre as palmilhas.

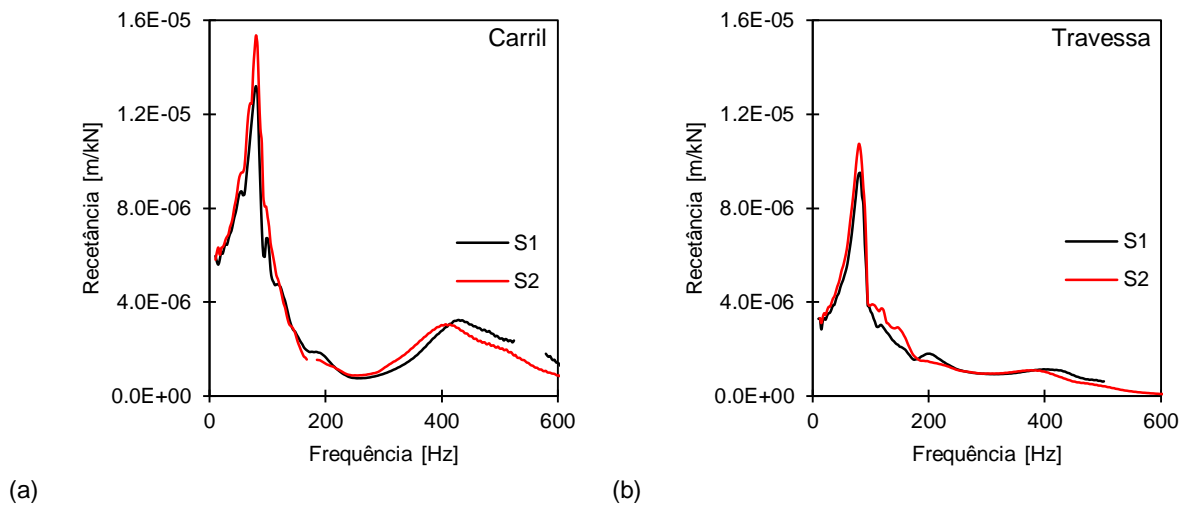


Fig. 4.9.- Influência na recetância da localização da secção em análise: (a) carril; (b) travessa

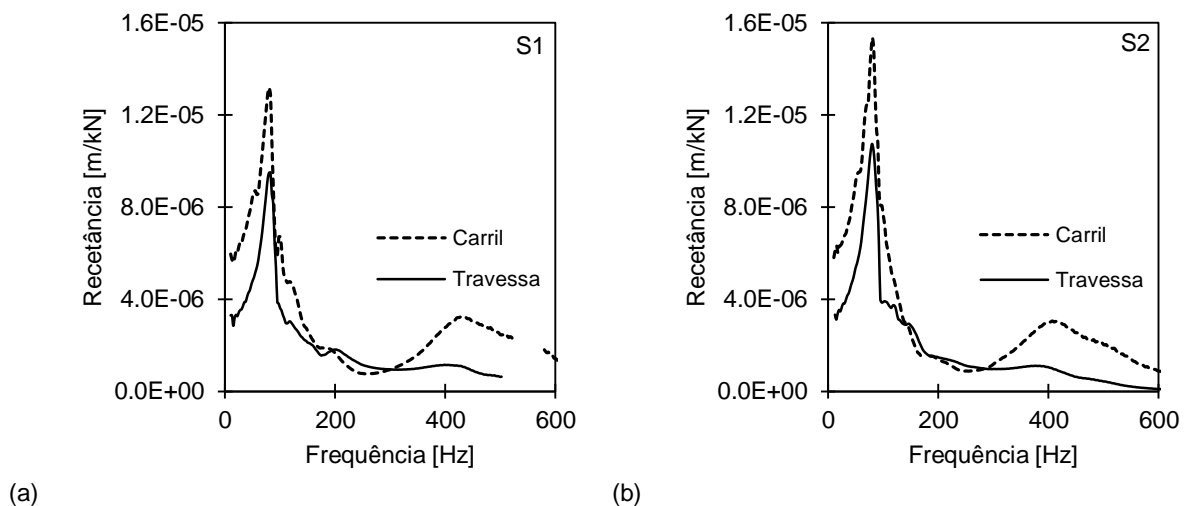


Fig. 4.10.- Influência na recetância do local da estrutura onde se avalia a respetiva resposta: (a) Secção 1; (b) Secção 2

4.4. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS NA VIA-FÉRREA COM OS OBTIDOS NO MODELO FÍSICO

Quando se comparam os resultados obtidos na via-férrea com os obtidos no modelo físico conclui-se que:

- Para frequências próximas de 0 Hz, o modelo físico é relativamente mais flexível do que a via-férrea, o que seria de esperar tendo em conta: i) que no momento de ensaio, a travessa ainda não estaria acomodada na camada de balastro pois à data o modelo físico ainda não tinha sido sujeito a solicitações verticais semelhantes às resultantes do tráfego ferroviário (é de notar que a menor amplitude das curvas de recetância na secção S1 sugerem que essa extremidade da travessa estava melhor apoiada na camada de balastro do que a outra

extremidade, junto a S2); ii) as condições de fronteira, nomeadamente a falta de continuidade do carril e a consequente maior liberdade de movimento da estrutura, por exemplo resultante da impossibilidade de mobilizar adequadamente a rigidez de flexão do carril.

- O domínio de frequências associadas à vibração global da via é de cerca de 30 a 50 Hz na via-férrea e de cerca de 80 Hz no modelo físico o que sugere que a razão entre rigidez vertical e a massa equivalente do sistema seja superior no modelo físico.
- A amplitude das curvas na zona relativa à vibração global da via é superior no modelo físico, possivelmente pelo facto de este modo de vibração ser menos amortecido no modelo físico do que na via-férrea e ainda, de acordo com o já referido, pela impossibilidade de mobilizar adequadamente a rigidez de flexão da superestrutura.
- Ao contrário dos resultados obtidos na via-férrea, nos resultados sobre o modelo físico foi possível identificar os picos referentes ao modo de vibração dos carris sobre as palmilhas, o que sugere um apoio vertical mais flexível dos carris sobre as travessas.

Em conclusão, é notório que as características dos elementos da via-férrea e as condições de fronteira da estrutura influenciam de forma importante a sua resposta dinâmica.

5

MODELAÇÃO NUMÉRICA DOS ENSAIOS DE RECETÂNCIA NA VIA-FÉRREA

5.1. INTRODUÇÃO

Os estudos desenvolvidos no presente capítulo têm como principais objetivos calibrar um modelo numérico tridimensional da via-férrea e avaliar a influência de diversos fatores na forma e na amplitude da curva de recetância da via.

Para atingir estes objetivos recorreu-se a métodos numéricos utilizando o programa comercial LS-DYNA, no contexto do método de elementos finitos. O modelo tridimensional que será utilizado nos trabalhos aqui apresentados foi desenvolvido, testado e validado em estudos anteriores (Alves Ribeiro, 2012; Paixão, 2014). Este modelo é constituído inteiramente por elementos finitos de 8 nós e representa um pequeno trecho de uma via balastrada convencional. Para o pós-processamento dos resultados e cálculo das curvas de recetância recorreu-se ao programa *Matlab*.

5.2. ASPETOS GERAIS DO MODELO NUMÉRICO

A equação de equilíbrio dinâmico utilizada no modelo numérico pode ser escrita da seguinte forma:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = F(t) \quad (5.1)$$

A equação 5.1. apresenta como variáveis M , C e K que correspondem às matrizes de massa, amortecimento e rigidez, respetivamente. O vetor u corresponde ao vetor deslocamento sendo a sua primeira e segunda derivada os vetores \dot{u} e \ddot{u} , vetores velocidade e aceleração, respetivamente. As forças de inércia, de amortecimento e elásticas, equilibram as forças exteriores do sistema $F(t)$.

O programa LS-DYNA resolve a equação de equilíbrio dinâmico através de métodos diretos explícitos. Os deslocamentos referentes ao instante de tempo de cálculo $n + 1$, dados por u_{n+1} , são obtidos considerando apenas a informação relativa aos intervalos de tempo anteriores:

$$u_{n+1} = f(u, \dot{u}_n, \ddot{u}_n, u_{n-1}, \dots) \quad (5.2)$$

Apesar de este método ser estável, existe um intervalo de tempo crítico, Δt_{crit} , que pode conduzir à instabilidade do processo numérico caso seja excedido, pelo que se deve admitir $\Delta t \leq \Delta t_{crit}$. O intervalo de tempo a adotar é determinado da seguinte forma:

$$\Delta t = \min(\Delta t_1, \Delta t_2, \Delta t_3, \dots, \Delta t_N)(\sqrt{1 + \xi^2} - \xi) \quad (5.3)$$

O intervalo de tempo é igual ao valor mínimo determinado ao nível de cada elemento finito do modelo (Δt_i) multiplicado por um fator de escala a . Caso seja considerado o amortecimento do sistema, ξ , então o mesmo deverá ser considerado no cálculo.

Relativamente à matriz de amortecimento, C , esta é construída com base na matriz de amortecimento de Rayleigh, dada por:

$$C = \sum_{i=1}^{N_{mat}} \alpha_i M_i + \sum_{i=1}^{N_{mat}} \beta_i K_i \quad (5.4)$$

onde N_{mat} corresponde ao número total de materiais do sistema, M_i e K_i às matrizes de massa e rigidez globais dos elementos constituídos pelo material i , respetivamente, e α_i e β_i aos parâmetros da matriz de amortecimento de Rayleigh para cada material.

Nos trabalhos de modelação numérica considerou-se que o impulso do ensaio de recetância era representado por uma função do tipo delta de Dirac, definida de acordo com a seguinte expressão:

$$F_p = \frac{1}{b\sqrt{\pi}} e^{-\frac{(t-t_0)^2}{b^2}} \quad (5.5)$$

O valor atribuído ao instante inicial da aplicação do impulso, t_0 , foi 0,011 segundos e o parâmetro b tomou o valor de $3,6 \times 10^{-4}$, sendo t a variável tempo.

Para perceber a influência que o parâmetro tempo de integração, d_t , tinha na curva de recetância realizou-se um estudo onde foram atribuídos os valores 0,0005 s, 0,0002 s, 0,0001 s e 0,00005 s à variável d_t . Como foi referido anteriormente, recorreu-se ao programa LS-DYNA para a resolução do modelo para cada instante definido e ao programa *Matlab* para o cálculo da curva de recetância.

Os resultados apresentados na Fig. 5.1.(a) evidenciam que a variável em estudo influencia a forma e a amplitude da curva de recetância. No entanto, para valores de d_t relativamente baixos, as curvas tendem a ser semelhantes entre si. De acordo com a Fig. 5.1.(b), a força de impacto é relativamente bem modelada para $d_t = 0,0001$ s.

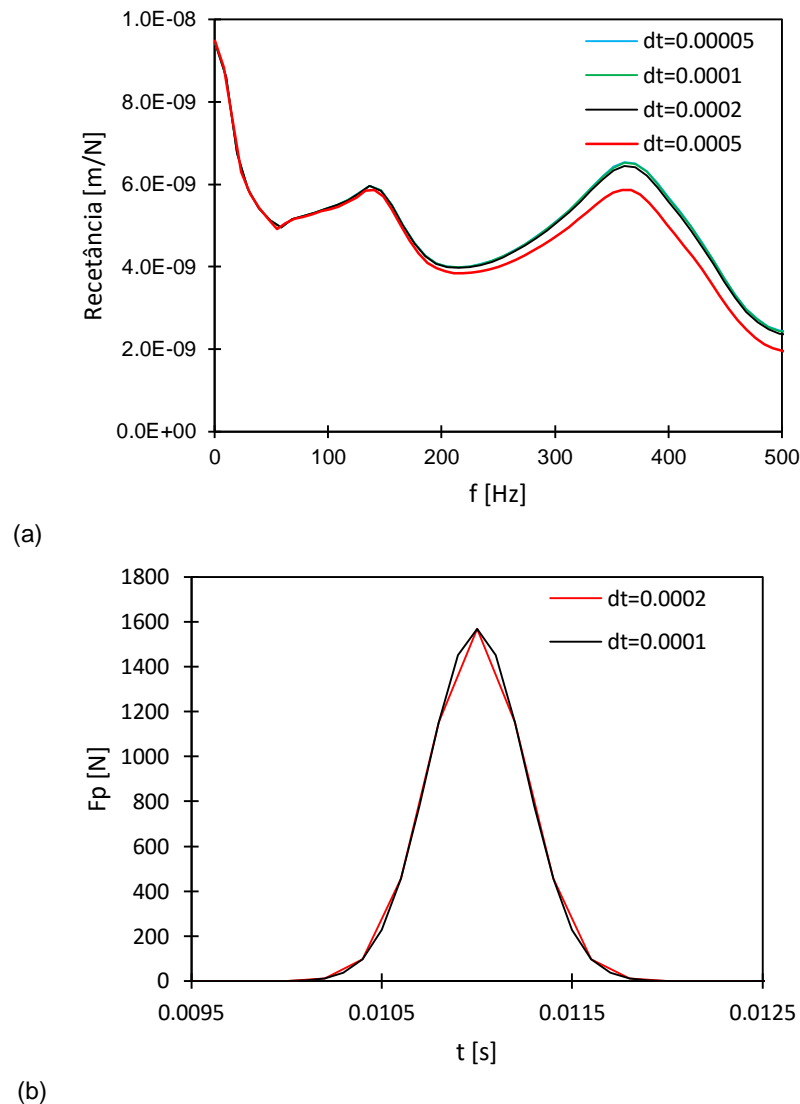


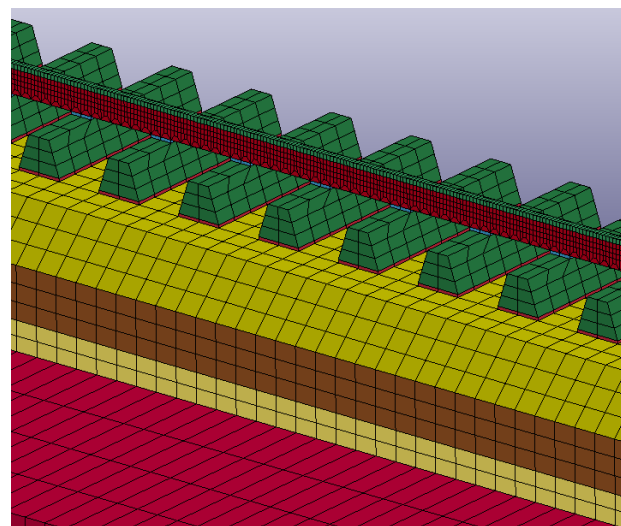
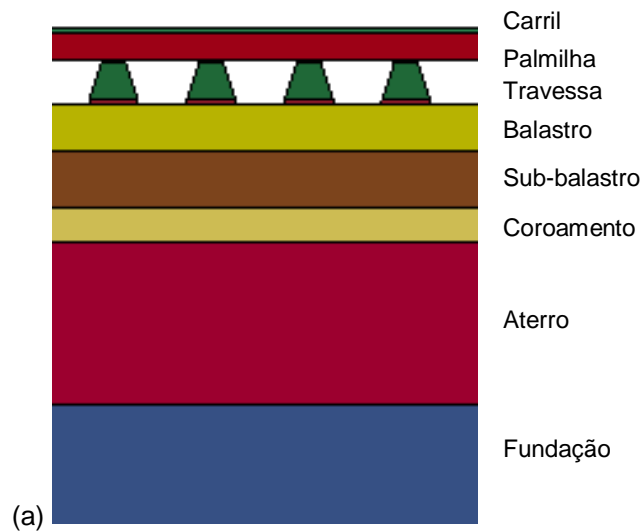
Fig. 5.1.- (a) Curva de recetância para diferentes tempos de integração (b) Curvas de Impulso em função do tempo de integração

Os vários modelos que serão apresentados ao longo deste capítulo têm por base um modelo de referência, relativamente ao qual se alteram os valores de alguns parâmetros (mecânicos e geométricos) das camadas constituintes da via.

Antes de entrar em detalhe na caracterização dos elementos do sistema em estudo, é importante referir alguns aspetos relativamente ao método aplicado durante todas as análises realizadas:

- i. Todos os modelos representam um pequeno trecho de uma via balastrada convencional sobre aterro, em alinhamento reto.
- ii. Há simetria relativamente a um eixo longitudinal estando apenas representado um dos carris, ou seja, metade da via.
- iii. São desprezadas as cargas transversais, sendo apenas consideradas as da direção vertical.
- iv. Existe contacto entre a travessa e o balastro.
- v. Todos os modelos foram sujeitos à mesma intensidade de impulso.

O modelo de referência (Fig. 5.2.) é constituído por 5 camadas (fundação, aterro, coroamento, sub-balastro e balastro), travessas, palmilhas e carril. Todas elas são constituídas inteiramente por elementos sólidos de 8 nós, como foi já referido.



(a)

(b)

Fig. 5.2.- Modelo de referência: (a) perfil longitudinal; (b) aspeto tridimensional

Os carris apresentam uma secção retangular com caraterísticas geométricas, área e inércia de flexão iguais às de um carril UIC60, como se apresenta na Tabela 5.1.. Para as travessas adotou-se a forma geométrica de um trapézio com 0,15 m de largura no topo e 0,30 m na base e massa correspondente a metade de uma travessa (322/2 kg), uma vez que se modela apenas metade da via.

Tabela 5.1.- Parâmetros admitidos para o carril e travessas

Caraterísticas	Valor
Rigidez de flexão vertical do carril	$6,38 \times 10^3 \text{ kNm}^2$
Rigidez de flexão horizontal do carril	$1,076 \times 10^3 \text{ kNm}^2$
Massa do Carril	60,2 kg/m
Massa das travessas	322 kg
Espaçamento entre travessas	0,60 m

5.3. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DAS CONDIÇÕES DE FRONTEIRA DO MODELO

As condições de fronteira são importantes para a construção do modelo e influenciam os resultados. Para que a modelação seja o mais representativa possível da realidade é necessário ter em conta a propagação das ondas. A má ponderação das condições de fronteira pode fazer com que haja uma posterior reflexão e devolução ao sistema, contaminando os resultados (Alves Ribeiro, 2012).

Foram testadas fronteiras não refletoras, ou fronteiras silenciosas, nas extremidades do modelo. Segundo Alves Ribeiro (2012) trata-se de uma alternativa muito utilizada em modelos de elementos finitos tridimensionais quando as análises são efetuadas no domínio do tempo. Foram alvo de estudo os parâmetros profundidade e comprimento do modelo, uma vez que a alteração destes poderá afetar a propagação das ondas e, consequentemente, os resultados obtidos.

Os valores estabelecidos inicialmente encontram-se nas tabelas Tabela 5.2. e Tabela 5.3., correspondendo às dimensões e às características mecânicas das camadas, respetivamente.

Para um determinado número de travessas, NNT, foram calculados 5 modelos, cuja profundidade do aterro, HS, e da fundação, HFUND, se iam alterando (Tabela 5.4).

Tabela 5.2.- Espessuras atribuídas às camadas para o estudo das condições de fronteira

Camada	H [m]
Balastro	0,30
Sub-balastro	0,35
Coroamento	0,20
Aterro	*
Fundação	*

* variável a estudar

Tabela 5.3.- Características mecânicas dos diversos elementos para o estudo das condições de fronteira

	Módulo de Young, E (MPa)	Densidade kg/m ³	Coefficiente de Poisson, ν	Amortecimento de Rayleigh, α	Amortecimento de Rayleigh, β
Carril	440	1000	0,22	7,5	0,025
Travessa	300	2360	0,3	-	-
Balastro	100	2000	0,3	7,5	0,01
Sub-balastro	100	2000	0,3	7,5	0,01
Coroamento	100	2000	0,3	7,5	0,01
Aterro	100	2000	0,3	7,5	0,01
Fundação	100	2000	0,3	7,5	0,01

Tabela 5.4.- Estudo das condições de fronteira

Modelo	Nº de travessas	HS	HFUND
M1	12	2	2
M2		2	3
M3		2	4
M4		3	4
M5		3	5
M6	20	2	2
M7		2	3
M8		2	4
M9		3	4
M10		3	5
M11	30	2	2
M12		2	3
M13		2	4
M14		3	4
M15		3	5
M16	40	2	2
M17		2	3
M18		2	4
M19		3	4
M20		3	5

Da análise da Fig. 5.3. conclui-se que a amplitude correspondente à frequência global da via diminui à medida que a profundidade do modelo aumenta. As curvas obtidas começam a estabilizar a partir de cerca de 8 m de profundidade do modelo (correspondente aos modelos M4, M9, M14 e M19).

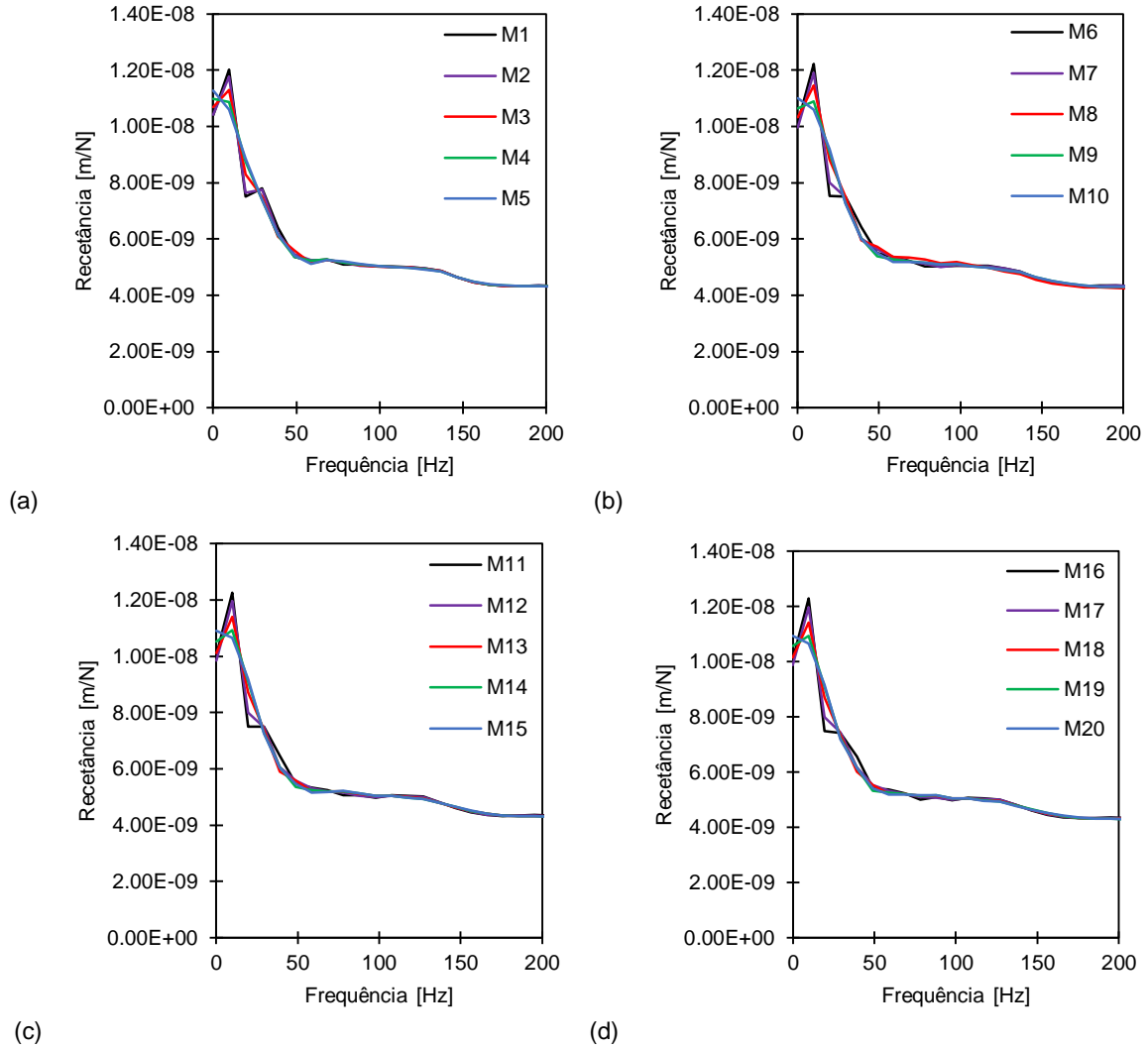


Fig. 5.3.- Curvas de recetância dos modelos com distintas configurações: (a) 12 travessas; (b) 20 travessas; (c) 30 travessas; e (d) 40 travessas

Quanto ao parâmetro comprimento da via, relacionado com o número de travessas, NNT, tem pouca influência na curva de recetância, independentemente da profundidade do modelo (Fig. 5.4).

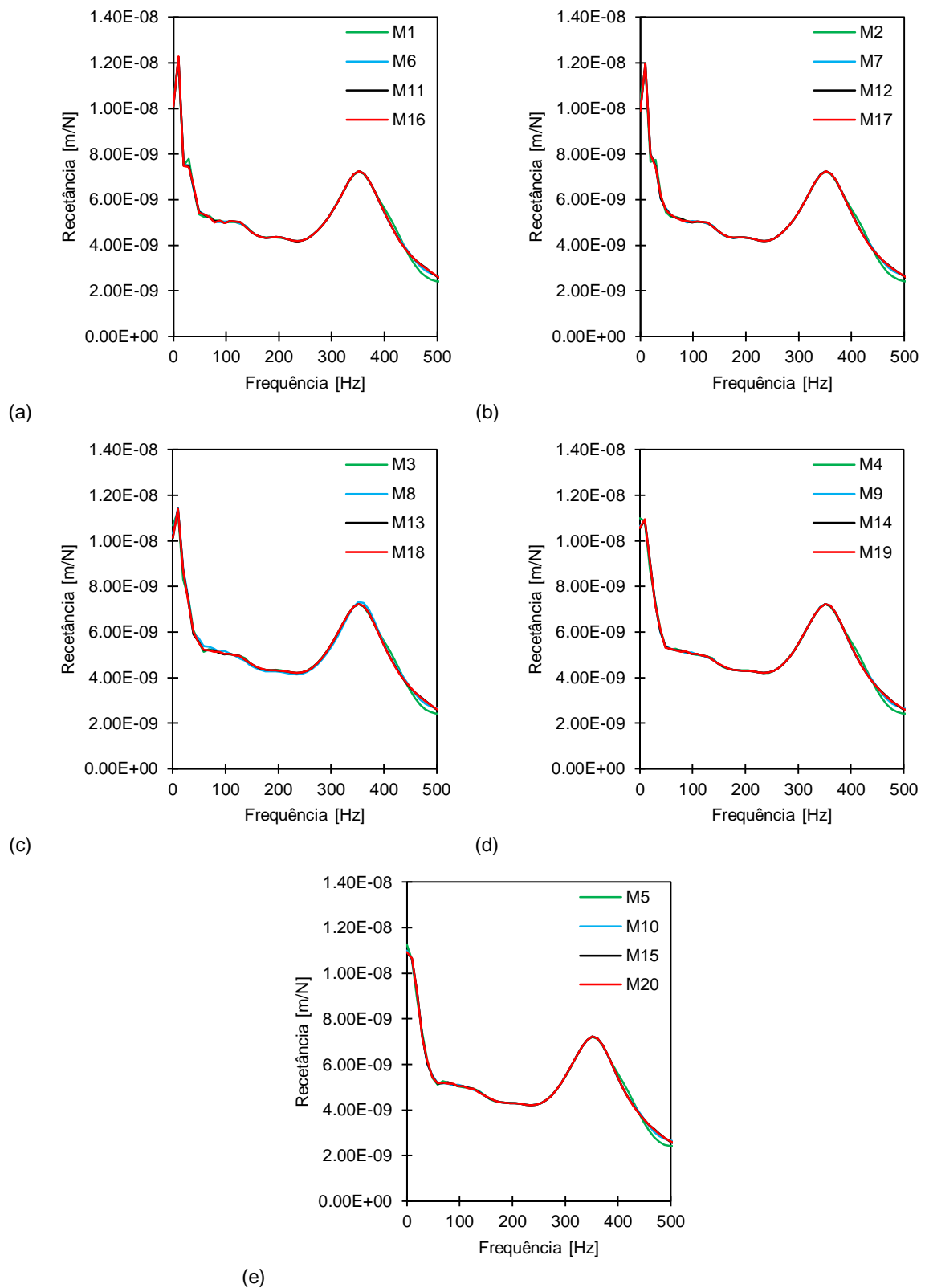


Fig. 5.4.- Curvas de recetância dos modelos com distintas configurações: (a) HS=2 m e HFUND=2 m; (b) HS=2 m e HFUND=3 m; (c) HS=2 m e HFUND=4 m; (d) HS=3 m e HFUND=4 m; e (e) HS=3 m e HFUND=5 m

Em conclusão, as curvas de recetância obtidas evidenciam que, dentro dos valores testados, qualquer que seja a profundidade e o comprimento definidos para o modelo, os resultados finais pouco se alteram. Deste modo, a escolha das dimensões a usar é facilitada, deixando apenas como critérios o fator tempo de cálculo e a maior representação possível do trecho de via.

5.4. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS MECÂNICOS NA RESPOSTA DO MODELO

Realizou-se um estudo paramétrico alterando sucessivamente o módulo de deformabilidade (E) e o amortecimento de Rayleigh (os coeficientes α e β) de cada camada (balastro, sub-balastro, aterro, fundação e coroamento), com o objetivo de avaliar o efeito dessas alterações na forma e na amplitude da curva de recetância. Os parâmetros que caracterizam as travessas e os carris mantiveram-se constantes.

Na Tabela 5.5. apresentam-se os valores da espessura, densidade e coeficiente de Poisson das camadas.

Tabela 5.5.- Parâmetros (H, Densidade, Coeficiente de Poisson)

Camada	H [m]	Densidade [kg/m³]	Coeficiente de Poisson
Balastro	0,30	1700	0,2
Sub-balastro	0,35	2200	0,3
Coroamento	0,20	2200	0,3
Aterro	3,20	1800	0,3
Fundação	4,95	1800	0,3

Foram calculados no total 30 modelos, cujas características se apresentam na Tabela 5.6.. O modelo que servirá como referência à análise foi designado por M21. A atribuição de valores de diferentes ordens de grandeza permite melhorar a percepção das diferenças entre as curvas de recetância.

Nas figuras seguintes apresentam-se as curvas de recetância obtidas nos vários cálculos.

Tabela 5.6.- Parâmetros utilizados nos modelos calculados

Modelo	Palmilha		Balastro			Sub-balastro			Coroamento			Aterro			Fundação		
	β	α	E [MPa]	β	α	E [MPa]	β	α	E [MPa]	β	α	E [MPa]	β	α	E [MPa]	β	α
M21	0.025	30	100	0.01	30	100	0.01	30	100	0.01	30	100	0.01	30	100	0.01	30
M22	0.025	30	300	0.01	30	100	0.01	30	100	0.01	30	100	0.01	30	100	0.01	30
M23			1000	0.01	30												
M24			100	0.25	30												
M25			100	0.01	7.5												
M26			100	0.01	300												
M27	0.025	30	100	0.01	30	300	0.01	30	100	0.01	30	100	0.01	30	100	0.01	30
M28						1000	0.01	30									
M29						100	0.25	30									
M30						100	0.01	7.5									
M31						100	0.01	300									
M32	0.025	30	100	0.01	30	300	0.01	30	300	0.01	30	100	0.01	30	100	0.01	30
M33									1000	0.01	30						
M34									100	0.25	30						
M35									100	0.01	7.5						
M36									100	0.01	300						
M37	0.025	30	100	0.01	30	300	0.01	30	100	0.01	30	300	0.01	30	100	0.01	30
M38												1000	0.01	30			
M39												100	0.25	30			
M40												100	0.01	7.5			
M41												100	0.01	300			
M42	0.025	30	100	0.01	30	100	0.01	30	100	0.01	30	100	0.01	30	300	0.01	30
M43															1000	0.01	30
M44															100	0.25	30
M45															100	0.01	7.5
M46															100	0.01	300
M47	0.025	30	300	0.01	30	300	0.01	30	300	0.01	30	300	0.01	30	300	0.01	30
M48	0.025	30	1000	0.01	30	1000	0.01	30	1000	0.01	30	1000	0.01	30	1000	0.01	30
M49	0.025	30	100	0.25	30	100	0.25	30	100	0.25	30	100	0.25	30	100	0.25	30
M50	0.025	7.5	100	0.01	7.5	100	0.01	7.5	100	0.01	7.5	100	0.01	7.5	100	0.01	7.5
M51	0.025	300	100	0.01	300	100	0.01	300	100	0.01	300	100	0.01	300	100	0.01	300

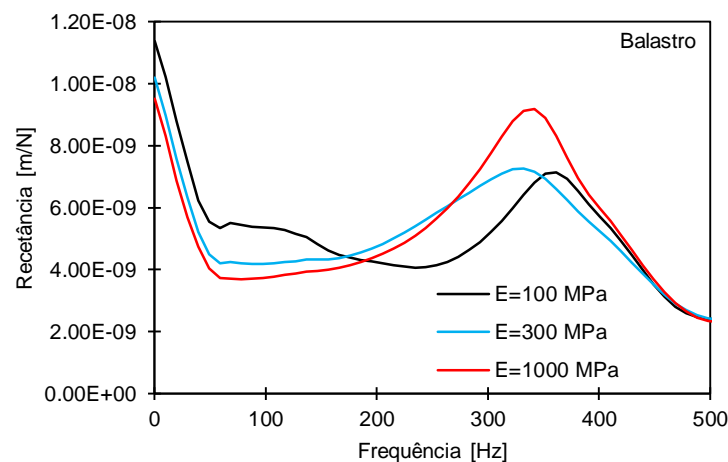


Fig. 5.5.- Influência do módulo de deformabilidade do balastro (cálculos M21, M22 e M23)

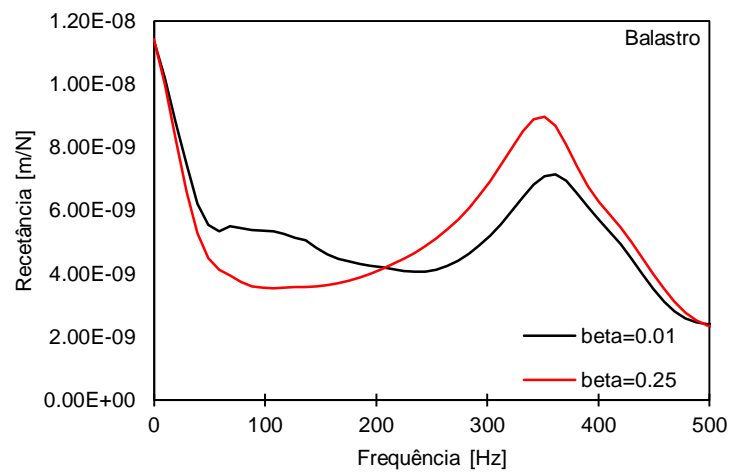


Fig. 5.6.- Influência do parâmetro β do balastro (cálculos M21, M24)

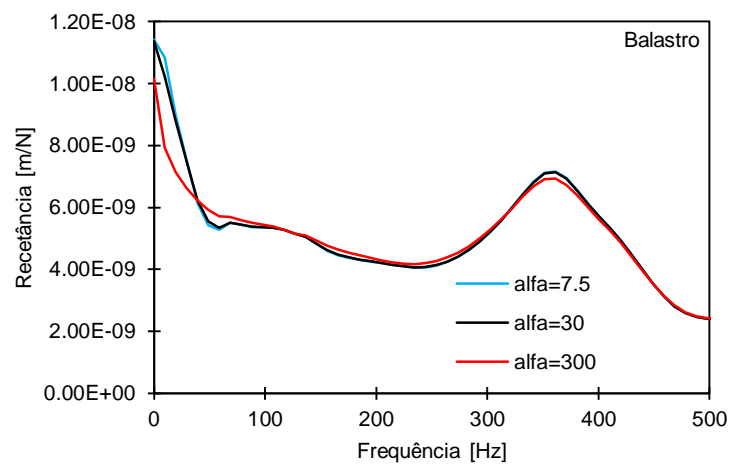


Fig. 5.7.- Influência do parâmetro α do balastro (cálculos M21, M25 e M26)

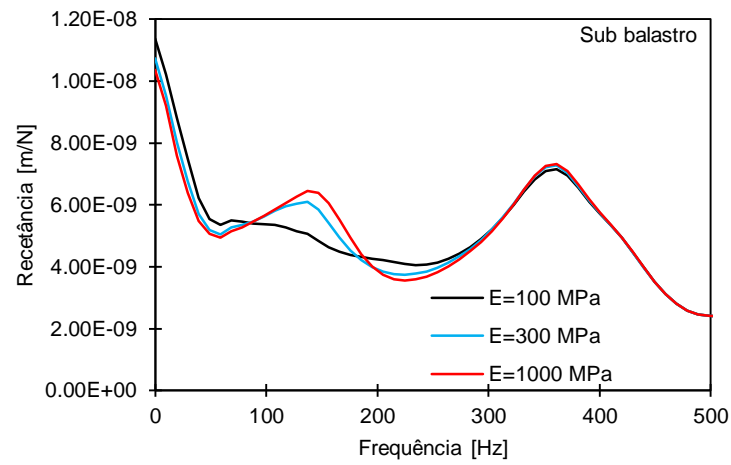


Fig. 5.8.- Influência do módulo de deformabilidade do sub-balastro (cálculos M21, M27 e M28)

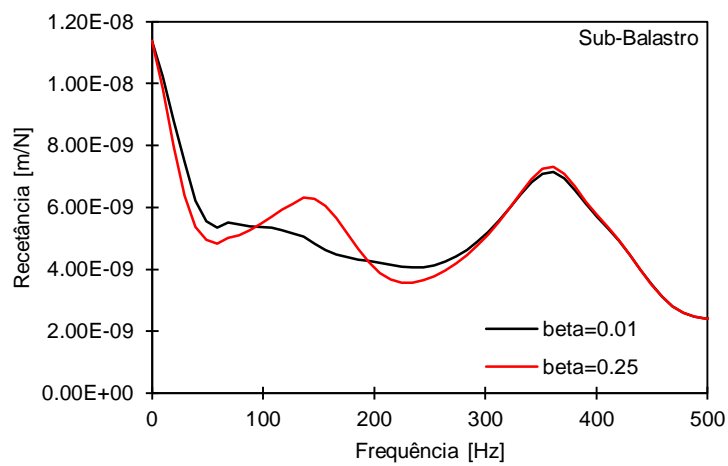


Fig. 5.9.- Influência do parâmetro β do sub-balastro (cálculos M21, M29)

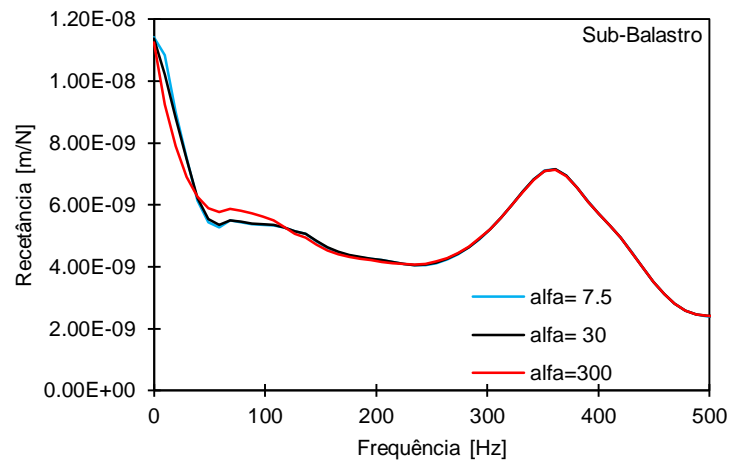


Fig. 5.10.- Influência do parâmetro α do sub-balastro (cálculos M21, M30 e M31)

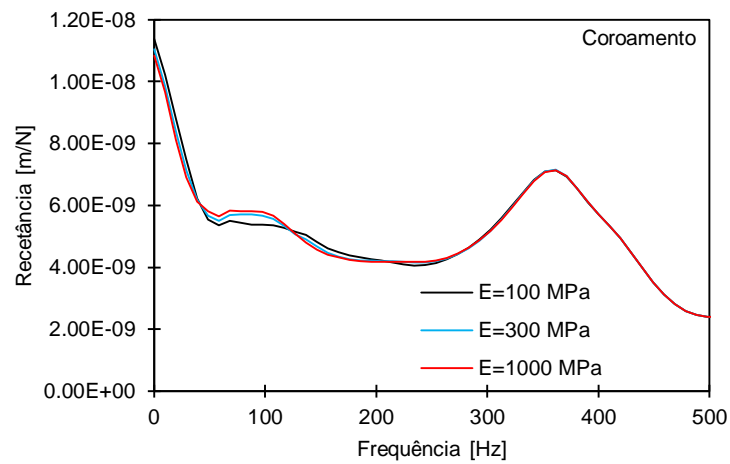


Fig. 5.11.- Influência do módulo de deformabilidade do coroamento (cálculos M21, M32 e M33)

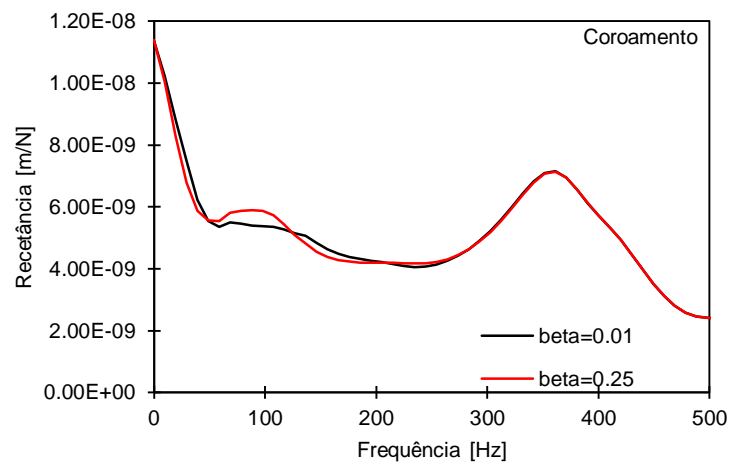


Fig. 5.12.- Influência do parâmetro β do coroamento (cálculos M21, M34)

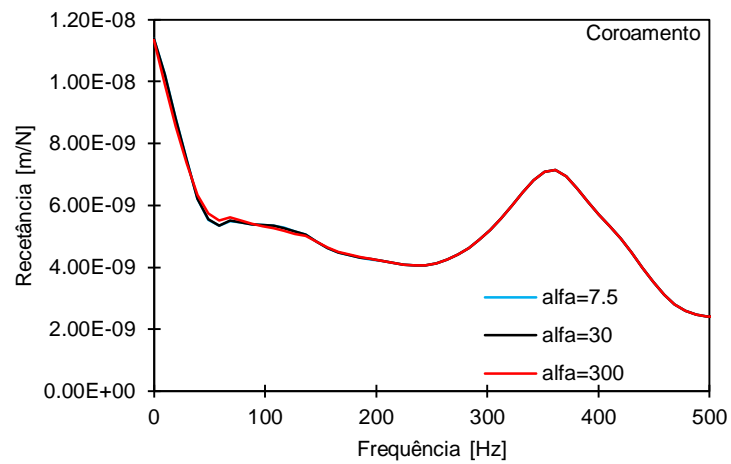


Fig. 5.13.- Influência do parâmetro α do coroamento (cálculos M21, M35 e M36)

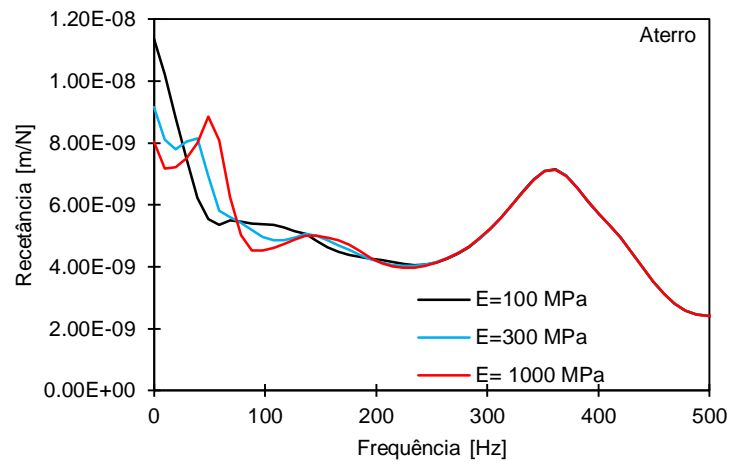


Fig. 5.14.- Influência do módulo de deformabilidade do aterro (cálculos M21, M37 e M38)

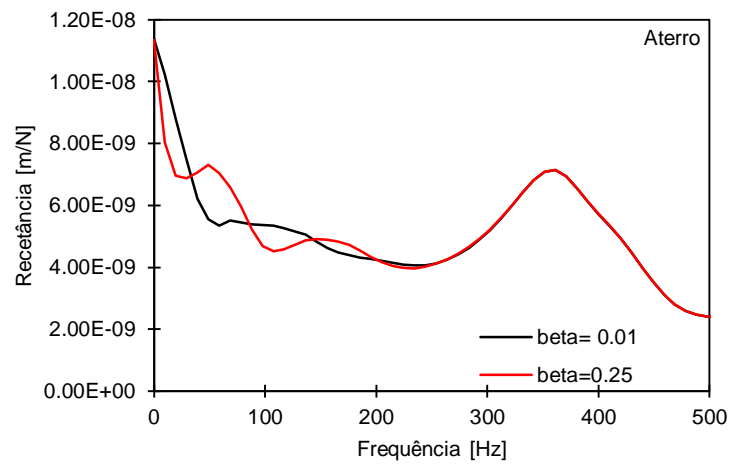


Fig. 5.15.- Influência do parâmetro β do aterro (cálculos M21, M39)

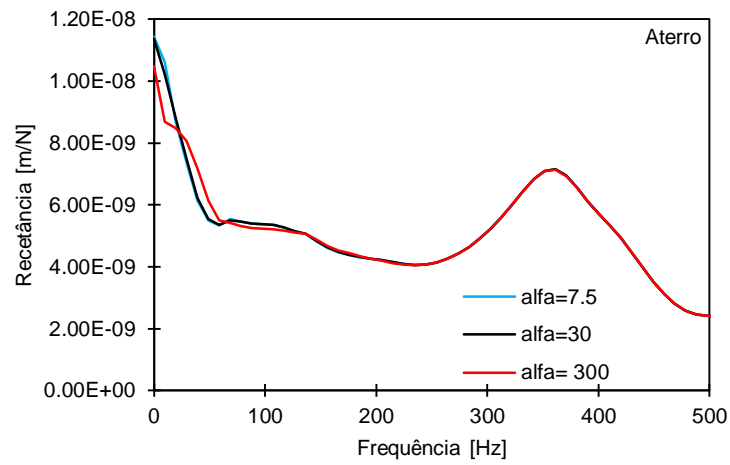


Fig. 5.16.- Influência do parâmetro α do aterro (cálculos M21, M40 e M41)

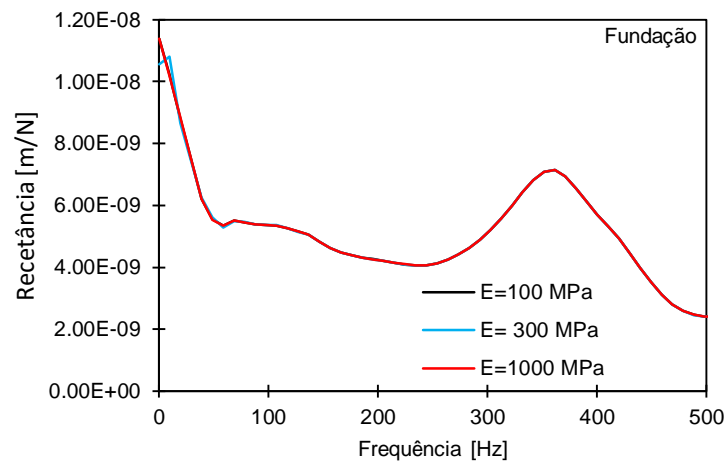


Fig. 5.17.- Influência do módulo de deformabilidade da fundação (cálculos M21, M42 e M43)

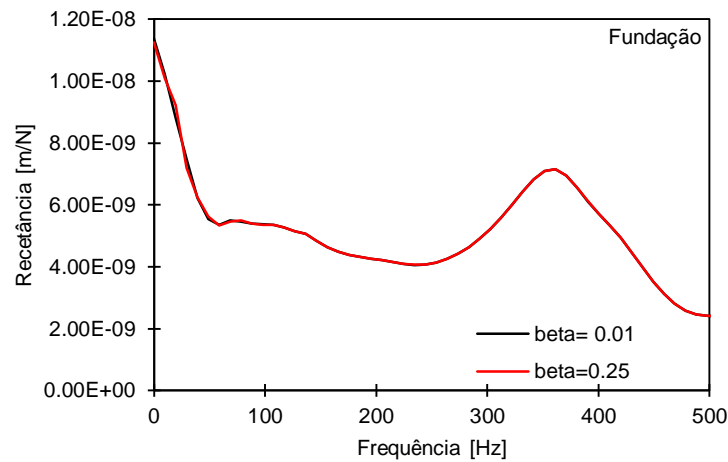


Fig. 5.18.- Influência do parâmetro β da fundação (cálculos M21, M44)

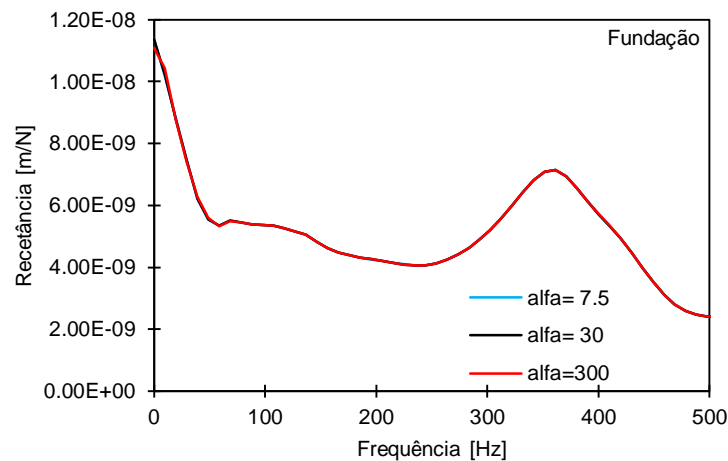


Fig. 5.19.- Influência do parâmetro α da fundação (cálculos M21, M45 e M46)

Da análise das figuras é possível concluir que:

- A variação do valor do módulo de deformabilidade (E) e do parâmetro β dos modelos altera consideravelmente a curva de recetância, em particular quando essa variação é feita nas camadas de balastro, de sub-balastro ou do aterro.
- A variação do valor do parâmetro α em qualquer das camadas não se traduz por alterações significativas da curva de recetância.
- A variação dos parâmetros da fundação não afeta a curva de recetância.
- As curvas de recetância dos modelos com o módulo de deformabilidade mais elevado, ou seja $E=1000$ MPa, são muito semelhantes às curvas de recetância dos modelos com

coeficiente $\beta=0,25$; este aspeto realça o cuidado que é necessário ter quando se estabelece valores destes parâmetros na modelação numérica.

A Tabela 5.7. apresenta de forma qualitativa a influência que os parâmetros têm na curva de recetância de cada modelo, para os vários domínios de frequência. O sinal “+” significa que houve alterações, “++” alterações importantes e “+++” alterações muito significativas; o sinal negativo (“-”) indica que não houve alterações significativas na curva de recetância ao variar o valor do parâmetro em estudo.

Tabela 5.7.- Influência qualitativa das características mecânicas das camadas na curva de recetância

Parâmetros	Camadas	Frequências de Ressonância (Hz)			Amplitude		
		Baixas <40	Médias 40-400	Altas >400	Baixas <40	Médias 40-400	Altas >400
E	Balastro	-	+++	-	++	+++	-
	Sub-balastro	-	+	-	+	+++	-
	Coroamento	-	-	-	-	+	-
	Aterro	++	+++	-	+++	++	-
	Fundação	-	-	-	-	-	-
α	Balastro	-	-	-	-	+	-
	Sub-balastro	-	-	-	-	+	-
	Coroamento	-	-	-	-	-	-
	Aterro	+	-	-	+	-	-
	Fundação	-	-	-	-	-	-
β	Balastro	-	+++	-	+	+++	+
	Sub-balastro	-	+++	-	+	+++	-
	Coroamento	-	-	-	-	+	-
	Aterro	++	++	-	+++	++	-
	Fundação	-	-	-	-	-	-

Na Fig. 5.20. apresentam-se as curvas de recetância relativas ao cálculo de três modelos em que em cada um deles se manteve constante todos os parâmetros, mas que entre si se fez variar unicamente o módulo de deformabilidade de todas as camadas (modelos M21, M47 e M48).

Como seria de esperar, constata-se o aumento da rigidez estática (quando $f=0$) à medida que se aumenta o módulo de deformabilidade. As amplitudes nas baixas frequências tendem a diminuir até deixar de se

evidenciar o pico relativo à frequência de ressonância global da via, como acontece no modelo M48. Este aspeto vai ao encontro do referido por De Man (2002), nomeadamente o facto de as camadas de apoio da via serem os elementos que mais contribuem para a resposta do sistema nas frequências mais baixas. O segundo pico de ressonância, que surge na gama de frequências médias-altas, reflete a vibração dos carris sobre as palmilhas. Nesta gama de frequências, para elevados valores do módulo de deformabilidade das camadas, verifica-se um aumento importante da amplitude da curva de ressonância.

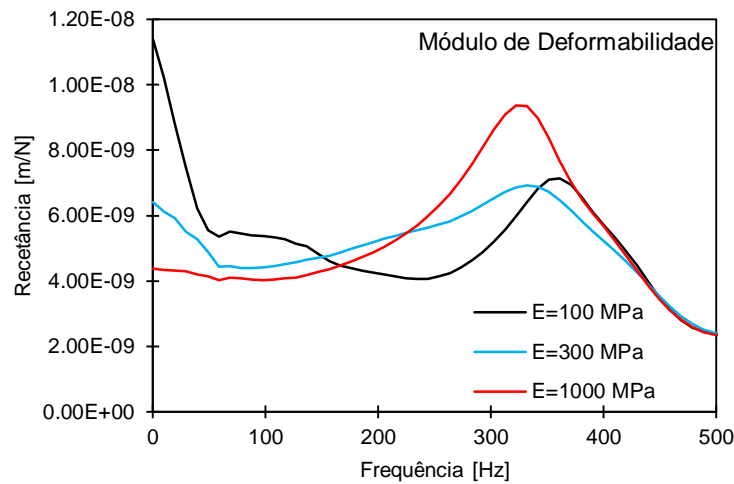


Fig. 5.20.- Evolução das curvas de recetância para os diferentes módulos de deformabilidade (M21, M47, M48)

Na Fig. 5.21. apresentam-se as curvas de recetância relativas ao cálculo de dois modelos em que em cada um deles se manteve constante todos os parâmetros, mas que entre si se fez variar unicamente o coeficiente β de todas as camadas (modelos M21 e M49).

Verifica-se que o coeficiente β contribui significativamente para a forma da curva de recetância. Para além de influenciar fortemente as frequências mais elevadas, afeta também a resposta na gama das baixas frequências.

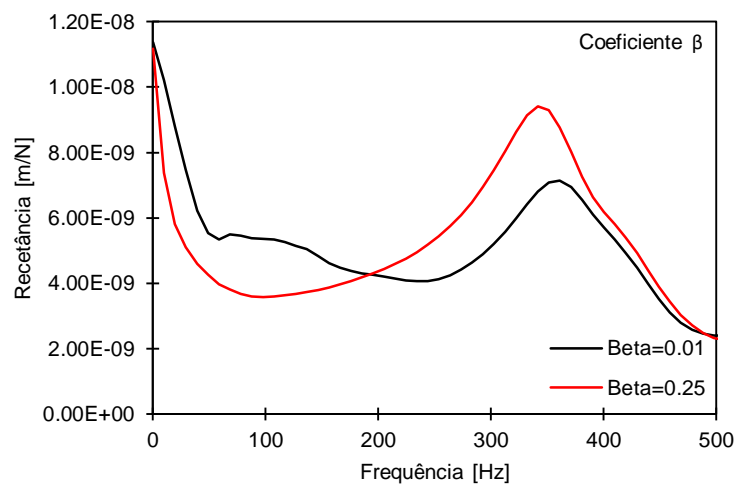


Fig. 5.21.- Evolução das curvas de recetância para os diferentes coeficientes de amortecimento β (M21 e M49)

Na Fig. 5.22. apresentam-se as curvas de recetância relativas ao cálculo de três modelos em que em cada um deles se manteve constante todos os parâmetros, mas que entre si se fez variar unicamente o coeficiente de amortecimento α de todas as camadas (modelos M50, M21 e M51).

As curvas de recetância dos dois primeiros modelos coincidem quase na totalidade apenas havendo uma ligeira diferença nas baixas frequências. Como o modelo M51 apresenta um valor relativamente elevado do parâmetro de amortecimento, este aspeto acaba por aumentar a rigidez na gama de frequências mais baixas, próximas de $f = 0$ Hz.

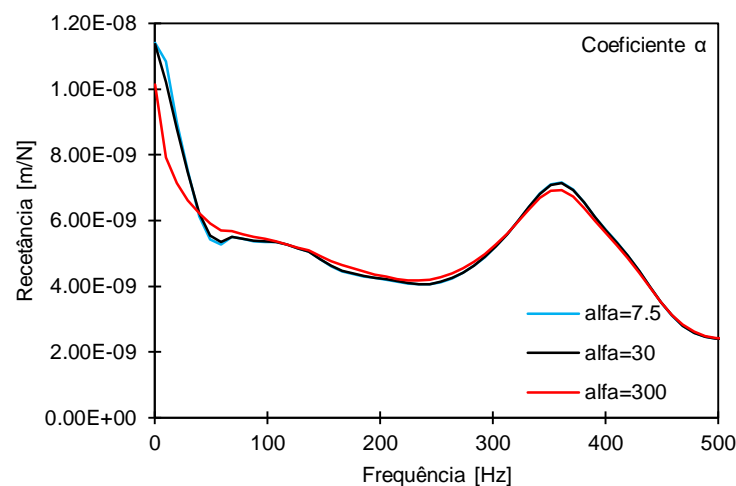


Fig. 5.22.- Evolução das curvas de recetância para os diferentes coeficientes de amortecimento α (M21, M50 e M51)

5.5. CALIBRAÇÃO DO MODELO TRIDIMENSIONAL

Nesta secção pretende-se calibrar o modelo numérico tendo em conta os resultados de ensaios experimentais obtidos em estudos anteriores (Alves Ribeiro et al., 2015; Paixão, 2014).

Assim, pretende-se estabelecer os parâmetros mecânicos de alguns elementos do modelo, de forma a permitir obter uma adequada aproximação da respetiva curva de recetância a uma obtida experimentalmente (curva UP2 da Fig. 5.23.) numa via-férrea com características semelhantes às que definem o modelo numérico, nomeadamente: o mesmo tipo de carril e travessas, e idênticas espessuras das camadas de apoio. Iniciou-se este processo adotando como referência para o modelo os parâmetros apresentados na Tabela 5.8., que foram determinados nos estudos de outros autores anteriormente referidos. Na Tabela 5.9. são apresentadas as espessuras atribuídas para o modelo MB.

Tabela 5.8.- Características mecânicas iniciais do modelo (Alves Ribeiro et al., 2015; Paixão, 2014)

	Módulo de Young, E [MPa]	Densidade [kg/m ³]	Coeficiente de Poisson, ν	Amortecimento de Rayleigh, α	Amortecimento de Rayleigh, β
Palmilha	440*	-	0,22	7,5	0,025
Travessa	30000	2360**	0,3	-	-
Balastro	130	1530	0,2	7,5	0,01
Sub-balastro	200	1935	0,3	7,5	0,01
Coroamento	2820	1935	0,3	7,5	0,01
Aterro	80	2040	0,3	7,5	0,01
Fundação	300	2040	0,3	7,5	0,01

*valor atribuído aos elementos de volume das palmilhas de modo a se obter uma rigidez vertical equivalente de 165 kN/mm.

** valor atribuído aos elementos de volume das travessas de modo a se obter a mesma massa real das mesmas.

Tabela 5.9.- Espessuras atribuídas ao modelo MB

Camada	H [m]
Balastro	0,30
Sub-balastro	0,35
Coroamento	0,20
Aterro	3
Fundação	5

A adoção dos parâmetros indicados na Tabela 5.8. ao modelo tridimensional resultou na curva de recetância designada por M52 apresentada na Fig. 5.23. É de notar que os parâmetros mecânicos obtidos na calibração numérica dos estudos anteriores se referem a modelos bi-dimensionais com elementos planos (em estado plano de tensão), sendo que os modelos do presente estudo são tridimensionais, constituídos por elementos de volume (Fig. 5.24.). Assim, verifica-se a necessidade de recalibrar alguns parâmetros obtidos nos estudos anteriores para aplicação aos modelos tridimensionais agora em análise.

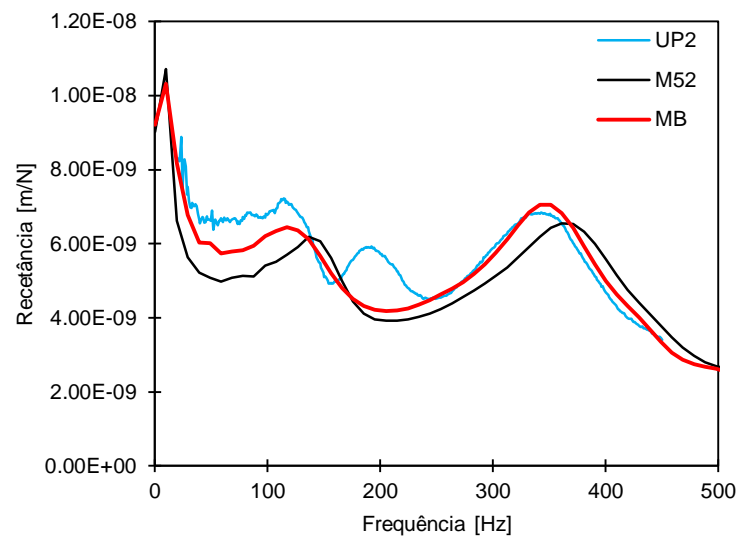


Fig. 5.23.- Curva de recetância experimental e curvas de recetância do modelo tridimensional (antes e após calibração)

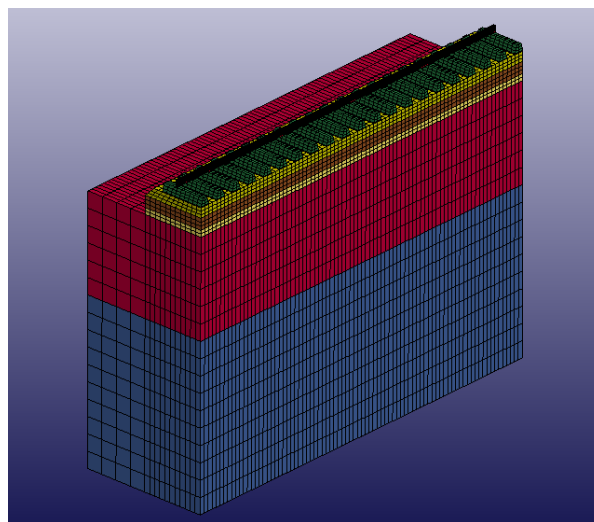


Fig. 5.24.- Modelo numérico tridimensional MB

O método de aproximação da curva de recetância do modelo à obtida experimentalmente consistiu em realizar sucessivas alterações de uma das propriedades mecânicas de cada vez, partindo da situação inicial em que se consideraram os valores apresentados na Tabela 5.8. Neste processo iterativo teve-se em consideração a informação e a experiência adquirida com os modelos apresentados anteriormente e sintetizados na Tabela 5.7..

Na prática, pretende-se que a curva do modelo tridimensional apresente semelhantes frequências e amplitudes dos picos de ressonância, especialmente os relativos à vibração global da via, à anti-ressonância das travessas e à vibração do carril sobre as travessas.

Quanto à frequência de vibração dos carris sobre as palmilhas a sua calibração foi de rápida resolução uma vez a resposta da estrutura nesta gama de frequências depende em grande parte da rigidez e

amortecimento das palmilhas do carril. Para esse efeito, diminuiu-se a rigidez de 165 kN/mm para 145 kN/mm e ajustou-se o coeficiente β , dado que é este parâmetro do amortecimento que governa o amortecimento para as frequências mais elevadas.

Para facilitar a compreensão do problema dinâmico e para simplificar o processo de calibração foi decidido uniformizar o valor da densidade das camadas de sub-balastro, coroamento, aterro e fundação em 2000 kg/m³. É de notar que os valores iniciais deste parâmetro para os vários materiais já eram bastante próximos, variando entre 1935 e 2040 kg/m³.

Após várias iterações obteve-se a curva de recetância do modelo tridimensional designada por MB, apresentada na Fig. 5.23., correspondendo ao modelo calibrado com os valores dos parâmetros apresentados na Tabela 5.10..

É de salientar que o valor obtido para o módulo de deformabilidade do coroamento é cerca de dez vezes inferior ao que tinha sido atribuído no modelo original. No entanto, o valor agora determinado parece mais consentâneo com os valores que é normal admitir para este tipo de camadas.

O modelo assim calibrado, designado por MB, foi utilizado para a realização dos estudos que se apresentam no capítulo seguinte, nomeadamente para modelar diversas conceções estruturais da subestrutura da via-férrea.

Tabela 5.10.- Características calibradas para o modelo MB

	Módulo de Young, E [MPa]	Densidade [kg/m³]	Coeficiente de Poisson, ν	Amortecimento de Rayleigh, α	Amortecimento de Rayleigh, β
Palmilha	387*	1000	0,22	20	0,03
Travessa	30000	2360**	0,3	-	-
Balastro	100	1530	0,2	1	0,01
Sub-balastro	180	2000	0,3	1	0,01
Coroamento	280	2000	0,3	37	0,01
Aterro	120	2000	0,3	1	0,01
Fundação	250	2000	0,3	1	0,01

*valor atribuído aos elementos de volume das palmilhas de modo a se obter uma rigidez vertical equivalente de 145 kN/mm.

** valor atribuído aos elementos de volume das travessas de modo a se obter a mesma massa real.

De acordo com o que foi referido anteriormente, De Man (2002) sugere que a frequência de ressonância global da via se situa entre os 40 e 140 Hz, em particular nas vias balastradas. Após a análise dos vários modelos apresentados anteriormente, conclui-se que se obteve valores relativamente inferiores, o que pode estar relacionado com o facto de as características quer da superestrutura quer da subestrutura poderem ser distintas daquelas analisadas por aquele autor.

6

MODELAÇÃO DE DIVERSAS CONCEÇÕES ESTRUTURAIS DA SUBESTRUTURA DA VIA-FÉRREA

6.1. INTRODUÇÃO

Para além do sistema estrutural convencional existem outros tipos de sistemas de via-férrea que constituem inovações tecnológicas e que diferem da via balastrada convencional pela utilização de diferentes materiais e métodos construtivos (Paixão e Fortunato, 2009; INNOTRACK, 2008).

Este capítulo tem o intuito de apresentar estudos realizados no âmbito da determinação da curva de recetância recorrendo à modelação numérica, quando se consideram algumas soluções estruturais não tradicionais na subestrutura da via-férrea balastrada. Serão modeladas vias com sub-balastro betuminoso e com reforço da fundação, quer com camadas de solo-cimento quer com elementos do tipo estaca.

6.2. VIA-FÉRREA BALASTRADA COM UTILIZAÇÃO DE SUB-BALASTRO BETUMINOSO

Nas últimas décadas têm-se utilizado camadas de materiais granulares na subestrutura da via-férrea, no âmbito da construção das novas linhas e aquando da reabilitação de linhas antigas. No entanto, para que se atinja uma capacidade de carga adequada, por vezes é necessário que estas camadas apresentem elevadas espessuras, acarretando alguns problemas construtivos e custos consideráveis. Assim, por vezes recorre-se a soluções estruturais alternativas, como por exemplo as que contemplam a construção da camada de sub-balastro com misturas betuminosas, a qual exhibe uma maior rigidez, quando comparada com as construídas com materiais granulares não ligados (López Pita et al., 2006).

Exemplo deste tipo de solução de via balastra é a que se utiliza nas linhas férreas de alta velocidade em Itália (Fig. 6.1.).

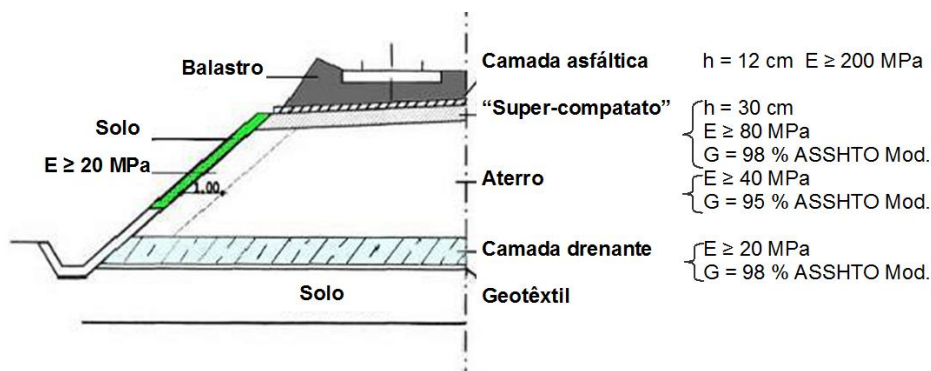


Fig. 6.1.- Perfil tipo de via italiana balastrada para alta velocidade com sub-balastro betuminoso (adaptado de López Pita et al., 2006)

Estes sistemas, quando comparados com a solução tradicional de via balastrada, podem apresentar vantagens quanto aos aspetos ambientais, à segurança, à gestão da operação e ao custo do ciclo de vida da infraestrutura.

Com base no modelo MB calibrado no capítulo anterior, construiu-se um novo modelo com uma estrutura semelhante alterando apenas os parâmetros da camada de sub-balastro para representar uma camada de sub-balastro betuminoso, com menor espessura (0,12 m). Os parâmetros que foram alterados encontram-se apresentados na Tabela 6.1. e correspondem a valores correntes para este tipo de alternativa à via balastrada convencional (Graziani et al., 2014)

Uma vez que é usual verificarem-se variações importantes do módulo de deformabilidade das camadas de material betuminoso, principalmente devido a variações da temperatura, foram modelados dois possíveis cenários: C1, considerando o valor do módulo da camada de sub-balastro betuminoso $E=2000$ MPa e C2 com $E=4000$ MPa. Assim, foi possível também estudar a influência que o parâmetro E tem na forma da curva de recetância neste tipo de soluções estruturais não convencionais de via-férrea (Figura 6.2.).

Tabela 6.1.- Características da camada de sub-balastro betuminoso

Parâmetro	C1	C2
E	2000 MPa	4000 MPa
ν	0,35	
ρ	2,28 t/m ³	
espessura	12 cm	

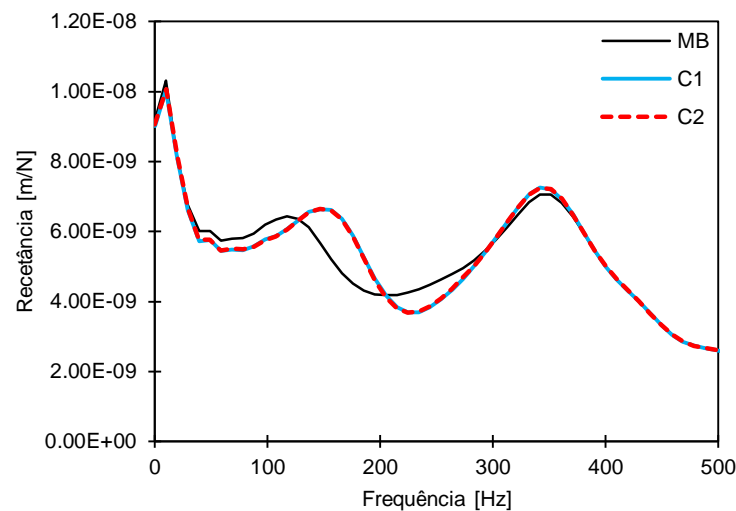


Fig. 6.2.- Comparação das curvas de recetância de uma via balastrada convencional (MB) com soluções que incorporam camadas de sub-balastro betuminoso

As diferenças entre as duas curvas de recetância das estruturas com camada de sub-balastro betuminoso são imperceptíveis. Não existem diferenças quer em termos de frequência global da via e de vibração dos carris sobre as travessas, quer em termos das respetivas amplitudes dos picos de ressonância. Uma possível justificação para estes resultados poderá advir da menor espessura atribuída à camada e à grandeza da variável em estudo, uma vez que 2000 MPa e 4000 MPa são valores relativamente elevados e semelhantes, quando comparados com os de outros materiais aplicados em vias-férreas.

Comparando as curvas de recetância dos dois casos de sub-balastro betuminoso com a de uma via balastrada convencional (representada pela curva de recetância MB) observa-se que em termos de frequência global da via não existem alterações significativas. Apenas se nota que o segundo pico aumentou quer em frequência quer em amplitude.

6.3. SUBESTRUTURA DA VIA CONSTRUÍDA COM SOLO-CIMENTO

O segundo caso de estudo representa outra solução já aplicada na reabilitação e na construção de diversas linhas, em particular de alta velocidade. Por exemplo, na linha Paris-Estrasburgo utilizaram-se solos tratados com 3% de cimento na construção de aterros e 5% na parte superior das terraplenagens, numa camada de 70 cm de espessura. Com esta solução foram obtidos elevados valores do módulo de deformabilidade no topo das terraplenagens (Grand e Jacques, 2005).

Outro caso prático de tratamento de solos com cimento é a linha Paris-Le Mans onde 20 anos após a sua aplicação na camada de leito da via se constata que esta continua a revelar boas características mecânicas, o que evidencia que os solos tratados com cimento podem, a longo prazo, continuar a exibir bom desempenho (Herve et al., 2011).

Neste contexto, decidiu-se estudar esta solução para avaliar a influência de valores relativamente elevados do módulo de deformabilidade na curva de recetância. Assim, considerou-se que o solo correspondente à camada de aterro do modelo MB foi tratado com cimento. Adaptaram-se nos modelos os valores dos parâmetros apresentados na Tabela 6.2., fazendo variar o módulo de deformabilidade da camada (cálculos C3 e C4).

Como seria de esperar, em face dos resultados obtidos anteriormente, as curvas de recetância representadas na Fig. 6.3. são semelhantes entre si e relativamente distintas da que foi obtida para o modelo base. Neste, a frequência global é de cerca de 10 Hz e a amplitude associada ultrapassa 1×10^{-8} m/N. Ao admitir que a camada de aterro foi tratada com cimento, a frequência do primeiro pico passa para cerca de 90 Hz e a amplitude desce ligeiramente. No entanto, verifica-se que o pico correspondente à vibração do carril sobre as travessas se mantém praticamente inalterado em todos os modelos, o que salienta uma vez mais que este modo de vibração é, em grande parte, independente das restantes características da via, mesmo para alterações significativas da subestrutura, como ocorre no presente caso.

Tabela 6.2. - Características da camada de aterro tratado com agregado de cimento

Parâmetro	C3	C4
E	10 GPa	20 GPa
ν	0,3	
ρ	2,2 t/m ³	
Espessura	3 m	

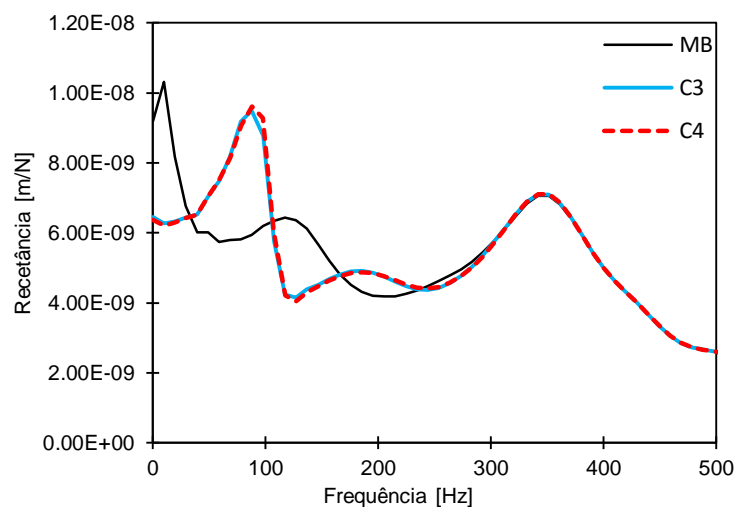


Fig. 6.3.- Curvas de recetância de uma via balastrada tradicional e com subestrutura de solos tratados com cimento

6.4. REFORÇO DA FUNDAÇÃO DA VIA-FÉRREA ATRAVÉS DE ESTACAS

O último caso de estudo a ser analisado neste capítulo incide numa das técnicas que tem sido estudada recentemente para o melhoramento da fundação de vias em operação. Trata-se da execução de estacas de reforço com um comprimento relativamente pequeno, a partir do topo do balastro, nomeadamente recorrendo à técnica de “*soil mixing*”, utilizando, por exemplo, cimento como elemento de tratamento dos solos (Adam et al., 2005; INNOTRACK, 2008; Le Kouby et al., 2009; Calon et al., 2011).

Analisaram-se diferentes configurações em planta da posição das estacas ao longo da via, tendo sido criados cinco cenários, como se mostra a Fig.6.4..

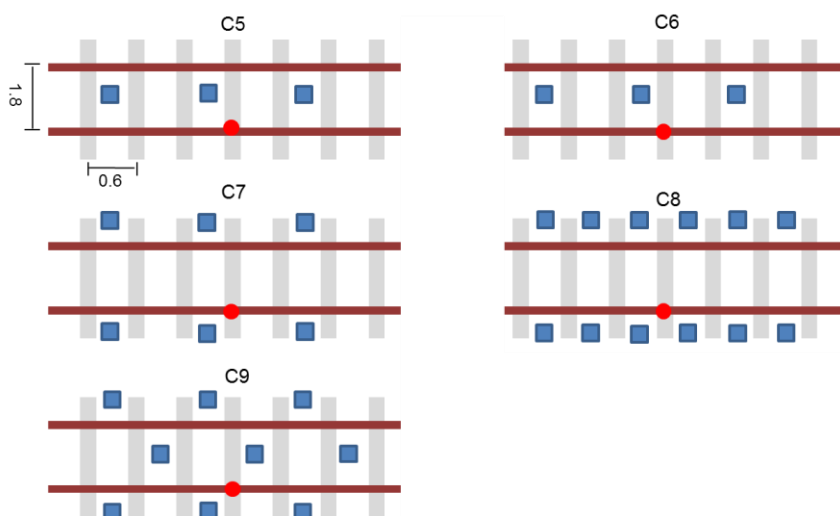


Fig. 6.4.- Cenários para a modelação de uma fundação reforçada através de estacas (círculos a azul) e identificação do ponto de aplicação do impulso do ensaio de recetância (círculo a vermelho)

Tabela 6.3.- Características das estacas executadas por “soil mixing”

Parâmetro	
Diâmetro (ϕ)	300 mm
Profundidade	3,85 m
E	20 GPa
ν	0,2
ρ	2200 kg/m ³

Tendo em conta as características do modelo numérico, em particular a geometria da malha de elementos finitos, e de modo a tornar o processo de modelação mais fácil, decidiu-se, simplificada, adotar uma secção quadrada para as estacas. Selecionou-se os elementos que constituíam as estacas e adotou-se as características apresentadas na Tabela 6.3..

É de notar que neste estudo não foi considerada a variação da profundidade e do diâmetro das estacas, bem como do módulo de deformabilidade do seu material, apesar de se reconhecer que, possivelmente, poderiam influenciar os resultados. As curvas de recetância obtidas para os vários cenários estão apresentadas na Fig. 6.5..

Não existe uma alteração significativa das curvas de recetância em função das distintas configurações/densidade espacial das estacas. Em relação ao modelo de base existe um aumento de rigidez para as frequências relativamente baixas, o qual, como seria de esperar, se torna mais evidente com o aumento do número de estacas por metro linear de via.

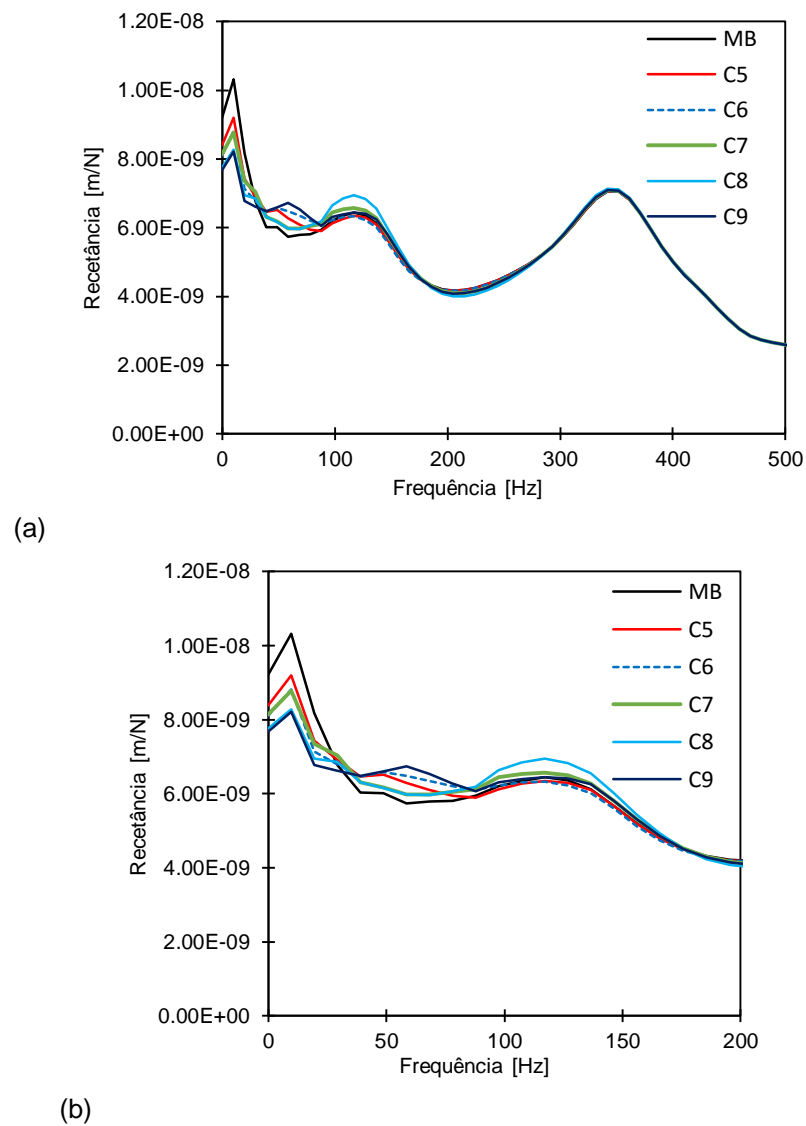


Fig. 6.5.- Curvas de recetância de uma via balastrada com fundação reforçada através das estacas: (a) para baixas, médias e altas frequências (b) para baixas e médias-baixas frequências

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os trabalhos realizados no âmbito do estudo da recetância da via-férrea contribuíram para uma melhor compreensão da utilização deste método não destrutivo na caracterização do comportamento dinâmico da estrutura.

Realizaram-se ensaios de recetância realizados numa via-férrea em serviço e num modelo físico. Os ensaios *in situ* permitiram concluir que a resposta dinâmica da via-férrea pode ser relativamente distinta, mesmo em secções muito próximas. Este tipo de resultados deve ser mais evidente em linhas antigas, onde as propriedades físicas e mecânicas dos materiais são relativamente heterogéneas, ou em linhas novas onde ainda não foram aplicadas solicitações de tráfego.

As características da solicitação, nomeadamente a rigidez da cabeça de impacto do martelo, influenciam a respetiva curva de recetância. Os resultados obtidos com a cabeça mais flexível evidenciaram baixa coerência para valores de frequência acima de cerca de 200 a 300 Hz.

Foi possível concluir que o local da estrutura onde se avalia a sua resposta influencia as características da curva de recetância. Constatou-se que os valores de recetância medidos no carril apresentam-se mais elevados que os obtidos na travessa, quer nos ensaios realizados em campo quer nos de laboratório.

Numa segunda fase procedeu-se a estudos paramétricos com um modelo numérico tridimensional de uma via-férrea balastrada, recorrendo ao programa comercial LS-DYNA. Estudou-se a influência de alguns parâmetros físicos e mecânicos na resposta do modelo. Foi estudado o efeito na curva de recetância da variação das dimensões do modelo e da variação do módulo de deformabilidade e dos coeficientes de amortecimento das camadas de apoio da via.

Posteriormente procedeu-se à calibração do modelo numérico recorrendo a ensaios realizados em estudos anteriores.

Finalmente, utilizou-se o modelo calibrado para avaliar a resposta da via-férrea com diversas conceções estruturais da subestrutura. Estudou-se uma via-férrea balastrada cujo sub-balastro é constituído por materiais betuminosos, outra com a subestrutura construída com solo-cimento e outra cuja fundação é reforçada através de estacas. Para cada modelo foram admitidos vários cenários. Nos dois primeiros casos variou-se o módulo de deformabilidade, tendo-se constatado que não ocorreram alterações na curva de recetância. Contudo, ao comparar as curvas de recetância com as da via-férrea balastrada tradicional verificaram-se algumas modificações. Na via balastrada com fundação reforçada através de estacas foram estudados 6 possíveis cenários onde se variou o número de estacas e a sua localização ao longo do trecho. As curvas de recetância obtidas nos diferentes cenários não mostraram grandes alterações. Porém, em relação ao modelo de base, MB, verificou-se um aumento de rigidez para as

frequências relativamente baixas uma vez que se o aumentou o número de estacas por metro linear da via.

Apresenta-se em seguida, sob a forma de tópicos, algumas sugestões para possíveis investigações no âmbito do estudo das curvas de recetância:

- Proceder a ensaios de recetância com distintas solicitações e com a via carregada com diversos níveis de carga.
- Realizar sistematicamente ensaios de recetância ao longo de uma via em serviço, e em várias épocas do ano, para avaliar a variação das respectivas curvas de recetância.
- Realizar ensaios de recetância em locais onde foram aplicadas diversas soluções de via balastrada, como aquelas apresentadas neste trabalho, comparar os resultados entre si e proceder à respetiva calibração dos modelos numéricos.
- Proceder a outros estudos paramétricos, no sentido de avaliar a importância de certas variáveis na resposta dinâmica da via-férrea, nomeadamente na forma e amplitude das curvas de recetância. Tendo em conta os estudos apresentados neste trabalho, sugere-se a análise da variação das características geométricas e mecânicas da camada de sub-balastro betuminoso, da camada de solo-cimento e das estacas de reforço.

Referências Bibliográficas

- Adam, D.; Vogel, A. & Zimmermann, A.** (2005) *Ground improvement techniques beneath existing rail tracks*; Proceedings of the 6th International Conference on Ground Improvement Techniques; Coimbra, Portugal; July 18-19; pp. 79-86.
- Alves Ribeiro, C.** (2012) *Transições aterro – estrutura em linhas ferroviárias de alta velocidade: análise experimental e numérica*; Dissertação de Doutoramento; Departamento de Engenharia Civil, Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP).
- Alves Ribeiro, C.; Paixão, A.; Fortunato, E. & Calçada, R.** (2015) *Under Sleeper pads in transition zones at railways underpasses: numerical modelling and experimental validation*; Structure and Infrastructure Engineering: Maintenance, Management, Life-Cycle Design and Performance, DOI: 10.1080/15732479.2014.970203.
- Berggren, E.** (2009) *Railway track Stiffness-Dynamic measurements and evaluation for efficient maintenance*. Tese de Doutoramento. Division of Rail Vehicles, Royal Institute of Technology (KTH). Stockholm, Sweden.
- Berggren, E.; Jahlénius, A.; Bengtsson, B.-E. & Berg, M.** (2005) *Simulation, Development and Field Testing of a Track Stiffness Measurement Vehicle*. Proceedings of 8th International Heavy Haul Conference, Rio de Janeiro.
- Calon, N.; Robinet, A.; Mosser, J.-F.; Reiffsteck, P.; Guilloux, A. & Cui, Y.-J.** (2011b) *Amélioration de plates-formes ferroviaires par colonnes de soil mixing*; GEORAIL 2011, International Symposium Railway geotechnical engineering; Paris; 18-20 May; Vol. 1; pp. 203-210.
- Chaar, N. & Berg, M.** (2006) *Simulation of vehicle-track interaction with flexible wheelsets, moving track models and field tests*; Vehicle System Dynamics: International Journal of Vehicle Mechanics and Mobility; 44:sup1; 921-931, DOI: 10.1080/00423110600907667.
- Dahlberg, T.** (2006) *Railway track dynamics - a survey*. Handbook of Railway Vehicle Dynamics. Taylor & Francis Group.
- De Man, A.** (2002) *DYNATRACK: A survey of dynamic railway track properties and their quality*. Dissertação de Doutoramento. Delft University of Technology. Delft, The Netherlands.
- Esveld, C.** (2001) *Modern Railway Track*. Second Edition; Zaltbommel: MRT-Productios; 9080032433.
- EUROBALTII** (1997-2000) European Research for An Optimised Ballasted Tracks Coordinated by: Union Internationale des Chemins de fer (UIC).
- Fortunato, E.** (2005) *Renovação de Plataformas Ferroviárias Estudos Relativos- Capacidade de Carga*; Dissertação de Doutoramento; Departamento de Engenharia Civil, Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP).
- Fortunato, E.** (2008) *Tratamento de solos: uma alternativa de elevado potencial*. TRATCICA 2008 – Actas do Curso sobre Tratamento de Materiais com Cal e/ou Cimento para Infra-estruturas de Transporte e Seminário de Casos de Obra Portugueses. Faculdade de Engenharia.
- Fortunato, E.; Fontul, S.; Paixão, A.; Cruz, N.; Cruz, J. & Asseiceiro, F.** (2013) *Case study on the rehabilitation of an old African heavy haul freight line*; WCRR 2013 - World Congress on Railway Research; Sydney, Australia; 25-28 Nov. 2013.

- Grand, E. & Jacques, C.** (2005) *Contribution of soil treatment technique within the framework of construction of LGV est line*; 2nd Symposium International TREMTI 2005. Traitement et Retraitement des Matériaux pour Travaux d'Infrastructures; Paris, França; 24 - 26 Out. 2005.
- Graziani, A.; Bocci, M. & Francesco Canestrari** (2014) *Complex Poisson's ratio of bituminous mixture: measurement and modeling*; Materials and Structures ; 47:1131–1148.
- Herve, S.; Fraquet, P. & Auriol, J.-C.** (2011) *Retour d'expérience d'une couche de forme traitée sur la LGV atlantique, après 20 ans d'exploitation*; GEORAIL 2011, International Symposium Railway geotechnical engineering; Paris; 18-20 May; Vol. 1; pp. 431-440.
- Hosseingholian, M.; Froumentin, M. & Robinet, A.** (2011a) *Dynamic Track Modulus from Measurement of Track Acceleration by Portancemetre*; WCRR 2011 - World Congress on Railway Research; Lille, France; 22-26 May. 2011.
- Hunt, H. E. M.** (1996) *Track Settlement Adjacent to Bridge Abutments*. In: Vehicle-Infrastructure Interaction IV: San Diego, USA.
- Hunt, H. E. M.** (1997) *Settlement of railway track near bridge abutments*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Transport. 123:1, p. 68-73.
- INNOTRACK** (2008) *Guideline for subgrade reinforcement with columns*; INNOTRACK - Innovative Track Systems; Paris: INNOTRACK Consortium; D2.2.8.
- Knothe, K. & Wu, Y.** (1998) *Receptance behaviour of railway track and subgrade*. Archive of Applied Mechanics (Ingenieur Archiv) 68:7, p. 457-470.
- Le Kouby, A.; Bourgeois, E. & Rocher-Lacoste, F.** (2009) *Renforcement du sol support d'une voie ferroviaire existante par des colonnes de solciment*; 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering; Alexandria, Egipto; 5-9 Oct.; pp. 2172 – 2175.
- López Pita, A.** (1984) *Posibilidades en la reducción de los costes de mantenimiento de la calidad geométrica de una vía, mediante la introducción de nuevos criterios en su diseño*. XVI Pan American Railway Congress, Washington D.C., pp. 416-463.
- López Pita, A.; Teixeira, P.; Casas, C. & Bachiller, A.** (2006) *Nuevas tendencias en el proyecto de infraestructuras ferroviarias: La utilización de materiales bituminosos como subbalasto*; X Congreso Internacional de Ingeniería de Proyectos; Valencia; 13-15 Sep. 2006.
- Moreno, A. S. & Mirasol, V. C.** (2000). *Mejora de las zonas de transición para los ferrocarriles de alta velocidad*. Ingeniería Civil, 118, pp. 49-52.
- Paixão, A.** (2014) *Transition Zones in Railway Tracks An experimental and numerical study on the structural behaviour*; Dissertação de Doutoramento; Departamento de Engenharia Civil, Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP).
- Paixão, A. & Fortunato E.** (2009) *Novas soluções de superstrutura de via para a Alta Velocidade Ferroviária – Comparação com a via balastrada tradicional*; INCVC 5 – NIF/DT; Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil; 9789724921730
- Paixão, A.; Alves Ribeiro, C.; Pinto, N.M.P.; Fortunato, E. & Calçada, R.** (2015) *On the use of under sleeper pads on transition zones at railway underpasses: experimental field testing*; Structure and Infrastructure Engineering; Vol. 11; n.º 2; p. 112-128.
- Popp, K.; Kruse, H. & Kaiser, I.** (1999). *Vehicle-Track Dynamics in the Mid-Frequency Range*. Vehicle System Dynamics. 31:5 - 6, p. 423-464.

REFER (2008) *IT.GEO.001 - Fornecimento de Balastro e Gravelha*; Lisboa: Rede Ferroviária Nacional, EPE.

Ripke, B. (1995) *Hochfrequente Gleismodellierung und Simulation der Fahrseug-Gleis-Dynamik unter Verwendung einer nichtlinearen Kontaktmechanik*; Fortschritt-Berichte VDI, Reihe 12, No.249, VDI Verlag, Düsseldorf.

Sussman, T.; Ebersöhn, W. & Selig, E. (2001) *Fundamental Nonlinear Track Load-Deflection Behavior for Condition Evaluation*. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board; 1742:-1, p. 61-67.

Teixeira, P., (2003). *Contribución a la reducción de los costes de mantenimiento de las vías de alta velocidad mediante la optimización de su rigidez vertical*. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Catalunya (UPC-ETSECCPB), Barcelona, España.

<http://www.thosti.com.de/rail-sleeper-know-how.html>. 08/06/2015.

<http://www.rmweb.co.uk/community/index.php?/topic/39452-block-and-beam-track/>. 08/06/2015.

